

**UNIVERSITATEA "POLITEHNICA" TIMISOARA
FACULTATEA DE CONSTRUCTII si ARHITECTURA DIN TIMISOARA**

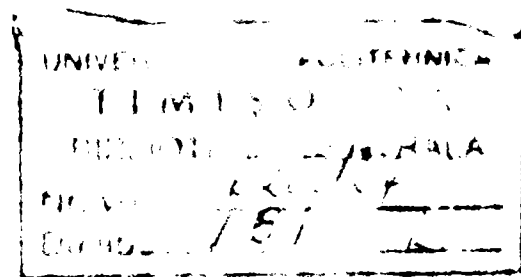
ING. ANASTASIADIS. S. ANTHIMOS

**PROBLEME DE DUCTILITATE LA STRUCTURILE
METALICE IN CADRE NECONTRAVANTUTE**

TEZA DE DOCTORAT

**CONDUCATOR STIINTIFIC
PROF. DR. ING. GIONCU V.**

BIBLIOTECA CENTRALĂ
UNIVERSITATEA "POLITEHNICA"
TIMIȘOARA



SEPTEMBRIE 1999

*In memoria mamei mele si a unghilor mei care au
ales prea devreme calea nefiintei, fara a vedea progresul
copiilor lor.*

*Στην μνήμη της μητέρας μου και των θείων μου
οι οποίοι έφυγαν από κοντα μας τόσο νωρίς
χωρίς να δούν την πρόοδο των παιδιών τους*

*“ Nu sper la nimic,
Nu mi-e frica de nimic,
Sunt liber.”
N. Kazantzakis*

PREFATA

Pe aceasta cale doresc sa-mi exprim recunostinta fata de toti cei care m-au sprijinit sa depasesc greutatile si impasurile intalnite pe parcursul elaborarii tezei de doctorat

In mod deosebit tin sa multumesc conducatorului de doctorat, academicianului in stiinte tehnice Prof. Dr. ing. V.Gioncu, om si dascal de o rara calitate, care mi-a oferit cu multa generozitate indrumarile domniei sale pe tot parcursul elaborarii tezei, totodata aratandu-mi calea si modul de lucru in cercetarea stiintifica.

De asemenea, sunt recunoscator d-nei Graziella Mateescu care mi a creat ambianta necesara de lucru in cadrul biroului de la INCERC, in perioadele cand am lucrat la teza in Romania

Mulumesc comisiei de doctorat pentru amabilitatea de a accepta sa faca parte din acest juriu si de a studia teza de doctorat. Facandu-mi toate studiile mele superioare in Romania simt ca datorez acestei tari, si in special tuturor profesorilor mei de la Politehnica din Timisoara, formarea mea inginereasca.

Sincere multumiri aduc colegilor mei V.Koutsounis si V.Galanis pentru sprijinul oportun si binevoitor acordat pe tot parcursul sederilor mele in Romania. De asemenea, multumesc colegei mele M.Peikou pentru grija cu care a efectuat desenele din cadrul tezei de doctorat.

Nu in ultimul rand doresc sa multumesc familiei mele si in special tatalui meu pentru intelegerea si sprijinul de care am avut nevoie pe parcursul elaborarii si finalizarii tezei.

Mulumesc anticipat tuturor celor care imi vor comunica sugestile si observatiile lor in legatura cu aceasta lucrare.

Cuprins

PREFATA

1. INTRODUCERE. PROBLEME ACTUALE ALE PROIECTARII ANTISEISMICE

1.1 Generalitati	8
1.2 Scurt istoric al evolutiei conceptului de ductilitate	10
1.3 Seismicitatea tarilor balcanice. Cazurile Greciei si al Romaniei	11
1.4 Experienta din manifestarile seismice trecute	20
1.5 Scopul lucrarii	23
1.6 Principiile de baza ale proiectarii antiseismice	24
1.6.1 Conceptul calculului antiseismic	24
1.6.2 Conditii de performanta structurala	27
1.6.3 Parametrii de influenta a miscarii terenului si conditiilor locale	29
1.6.4 Aspectele proiectarii sistemului structural	30
(i) Etapele proiectarii sistemului structural	30
(ii) Conformarea structurii de rezistenta	31
(iii) Proiectare preliminara a structurii de rezistenta	32
(iv) Proiectarea finala. Criterii de verificare la actiuni seismice	32
(v) Detalierea constructiva. Executie	34
1.6.5 Proiectarea cadrelor ductile necontravantuite	35
Summary	37

2. ASPECTE GENERALE PRIVIND DUCTILITATEA

2.1 Definirea ductilitatii	39
2.1.1 Notiunea si tipuri de ductilitate	39
2.1.2 Ductilitatea in domeniul calculului plastic	41
2.1.3 Ductilitatea in calculul seismic	44
2.2 Definirea criteriilor de colaps	49
2.3 Conditiiile pentru definirea ductilitatii necesare	50
Summary	52

3. DUCTILITATE LOCALA

3.1 Factori de influenta a ductilitatii locale	53
3.2 Ductilitatea materialului	53
3.2.1 Curba caracteristica a otelului	53
3.2.2 Influenta variabilitatii accidentale limitei de curgere ale otelului	56
3.2.3 Comportarea otelului la incarcari ciclice	58
3.2.4 Comportarea otelului la incarcari dinamice-seismice	59
3.3 Ductilitatea placilor si sectiunilor transversale	60
3.3.1 Comportarea placilor. Fenomenul de voalare	60
3.3.2 Comportarea inelastica a talpii	60
3.3.3 Comportarea inelastica a inimii	63
3.3.4 Lungimea de voalare	64

3.3.5	Influenta flambajului prin incovoiere-torsiune	65
3.3.6	Clasificarea sectiunilor transversale	66
3.3.7	Influenta interactiunii intre inima si talpa	69
3.4	Ductilitatea elementului	70
3.4.1	Comportarea reala a elementelor	70
3.4.2	Comportarea grinzilor standard	74
3.4.3	Curba moment-rotire. Moduri de cedare	75
3.4.4	Capacitatea de rotire	76
	(i) Definirea capacitatii de rotire	76
	(ii) Metode pentru calculul capacitatii de rotire	78
3.4.5	Observatii experimentale	79
3.4.6	Mecanismul plastic de cedare	83
	(i) Principiile metodei mecanismului plastic de cedare	83
	(ii) Mecanismul in plan	85
3.4.7	Reducerea capacitatii de deformare in urma actiunilor seismice	85
	(i) Observatii experimentale	86
	(ii) Factori de deteriorare a ductilitatii locale	86
3.5	Cercetari experimentale realizate pe plan mondial	89
	Summary	90

4. STUDIUL PARAMETRIC AL DUCTILITATII LOCALE

4.1	Generalitati. Programul DUCTROT	92
4.2	Studiul grinzii standard	92
4.3	Criteria de definire a capacitatii de rotire capabile	100
4.4	Studiul rotirii ultime de rupere	106
4.5	Factorii ce influenteaza capacitatea de rotire plastica a grinzilor	108
	4.5.1 Influenta deschiderii	108
	4.5.2 Influenta fortelor gravitationale	110
	4.5.3 Influenta calitatii otelului	113
	4.5.4 Influenta variatiei caracteristicilor mecanice	115
	4.5.5 Influenta nedezvoltarii complete a mecanismului inimii	118
4.6	Factorii ce influenteaza capacitatea de rotire a stalpilor	119
	4.6.1 Influenta fortei axiale	119
	4.6.2 Influenta locului formarii a articulatiilor plastice	121
	4.6.3 Influenta zveltetei	122
	4.6.4 Influenta calitatii otelului	126
4.7	Influenta vitezei de incarcare asupra capacitatii de rotire	127
4.8	Influenta incarcarii ciclice asupra capacitatii de rotire	130
	Summary	134

5. INFLUENTA DETALIILOR CONSTRUCTIVE ASUPRA DUCTILITATII LOCALE

5.1	Generalitati	136
5.2	Influenta detaliilor sectiunii transversale asupra ductilitatii locale	137
	5.2.1 Influenta racordului asupra mecanismului plastic de cedare	137
	5.2.2 Influenta sudurii asupra mecanismului plastic de cedare	144

5.3 Studiul efectului detaliilor sectiunii transversale asupra ductilitatii elementului	149
5.3.1 Influenta racordului asupra capacitatii de rotire capabile	149
5.3.2 Influenta cordonului de sudura asupra capacitatii de rotire capabile	151
5.4 Influenta imperfectiunilor geometrice initiale asupra capacitatii de rotire	153
5.5 Influenta detaliilor constructive la nivel de element	157
5.5.1 Consideratii generale	157
5.5.2 Detalii constructive pentru dirijarea formarii ale articulatiilor plastice	158
(i) Conceptul de solidarizare a nodului	158
(ii) Conceptul reducerii sectiunii transversale ("dog-bone" concept)	162
5.5.3 Efectul planseului in conceptul antiseismic	164
5.6 Analiza parametrica a unor solutii constructive pentru imbunatatirea ductilitatii locale	165
5.6.1 Definirea grinzii standard	165
5.6.2 Solutia "dogbone"	167
(i) Considerente de proiectare	167
(ii) Analiza factorilor care influentaza capacitatea de rotire a grinzii cu sectiune redusa	178
5.6.3 Solutie de solidarizare a nodului cu folosirea rigidizarilor	183
(i) Considerente de proiectare	183
(ii) Analiza factorilor care influentaza capacitatea de rotire a grinziiilor cu rigidizari	187
Summary	191

6. DUCTILITATE GLOBALA CADRELOR NECONTRAVANTUITE

6.1 Generalitati	193
6.2 Factori care influenteaza ductilitatea globala	195
6.3 Ductilitatea globala cadrelor necontravantuite in normativel antiseismice moderne	197
6.4 Interactiunea ductilitatii locale-globale	199
6.5 Studiul parametric al ductilitatii globale cadrelor necontravantuite	201
6.5.1 Influenta conceptului de proiectare functie de hazardul seismic si caracteristicile miscarii seismice	201
6.5.2 Efectul hibridizarii cadrelor necontravantuite	221
6.5.3 Influenta detaliilor nodului asupra ductilitatii globale	230
6.5.4 Criterii economice de proiectarea ductila	241
Summary	243

7. CONDITII DE ASIGURARE A DUCTILITATII LOCALE-GLOBALE

7.1 Consideratii generale	246
7.2 Conformarea ductila si controlul modului de cedare si de disipare a energiei	247
7.3 Evaluarea ductilitatii	250
7.3.1 Determinarea ductilitatii locale capabile	250
7.3.2 Determinarea ductilitatii necesare	261

7.4 Exemple de calcul	265
7.4.1 Verificarea ductilitatii in cazul seismului epicentral cu un impuls	268
7.4.2 Verificarea ductilitatii in cazul seismului epicentral cu mai multe impulsuri	277
Summary	283

8. CONCLUZII. CONTRIBUTII PERSONALE.

8.1 Concluzii generale	285
8.2 Contributii personale	288
Summary	290

BIBLIOGRAFIE	291
---------------------------	-----

ANEXE

Contents

PREFACE

1. INTRODUCTION. ACTUAL PROBLEMS OF THE ASEISMIC DESIGN

1.1 General	8
1.2 Brief history of seismic design and ductility concept	10
1.3 Seismicity of the Balkan countries. The case of Greece and Romania	11
1.4 Lessons learned from the recent earthquakes	20
1.5 Objective of this research	23
1.6 Basic principles of aseismic design	24
1.6.1 Concept of aseismic design	24
1.6.2 Conditions of structural performance	27
1.6.3 Parameters influencing ground motion and local conditions	29
1.6.4 Aspects concerning the design of structural system ...	30
(i) Required steps for sizing the structural system	30
(ii) Conformation of the structural system	31
(iii) Preliminary design of the structural system	32
(iv) Final design. Checking criteria	32
(v) Structural detailing. Execution	34
1.6.5 Design of ductile moment-resisting frames	35
Summary	37

2. GENERAL ASPECTS CONCERNING THE DUCTILITY

2.1 Ductility definition	39
2.1.1 Notion and types of ductilities	39
2.1.2 Ductility in plastic design	41
2.1.3 Ductility in earthquake design	44
2.2 Definition of the failure criteria	49
2.3 Conditions defining the ductility demands	50
Summary	52

3. LOCAL DUCTILITY

3.1 Factors influencing local ductility	53
3.2 Material ductility	53
3.2.1 Stress-strain curve of structural steel	53
3.2.2 Influence of random variability of steel mechanical properties	56
3.2.3 Steel behaviour under cycling loading conditions	58
3.2.4 Steel behaviour under dynamic loading conditions	59
3.3 Plate and cross-section ductility	60
3.3.1 Plate behaviour. Local buckling	60
3.3.2 Inelastic behaviour of flange	60
3.3.3 Inelastic behaviour of web	63
3.3.4 Half-wave length	64

3.3.5 Influence of flexural-torsional buckling	65
3.3.6 Cross-section classification	66
3.3.7 Flange-web interaction	69
3.4 Member ductility	70
3.4.1 Behaviour of an actual member in a frame ...	70
3.4.2 Behaviour of standard beam	74
3.4.3 Moment-rotation curve. Failure modes	75
3.4.4 Rotation capacity	76
(i) Definition of rotation capacity	76
(ii) Methods determining the rotation capacity	78
3.4.5 Experimental observations	79
3.4.6 Plastic collapse mechanism	83
(i) Principles of plastic mechanism method	83
(ii) In-plane local plastic mechanism	85
3.4.7 Deterioration of the rotation capacity under seismic loading conditions	85
(i) Experimental observations	86
(ii) Factors reducing the rotation capacity	86
3.5 Experimental data surveyed from technical literature	89
Summary	90

4. PARAMETRICAL STUDIES ON LOCAL DUCTILITY

4.1 General. DUCTROT computer program	92
4.2 Analytical study of the standard beam	92
4.3 Criteria defining the rotation capacity	100
4.4 Study on fracture rotation capacity	106
4.5 Factors influencing the rotation capacity of beams under monotonic loading conditions	108
4.5.1 Influence of beam span	108
4.5.2 Influence of gravitational loads	110
4.5.3 Influence of steel grade	113
4.5.4 Influence of random variability of steel properties	115
4.5.5 Influence of incomplete formation of the webs' plastic mechanism	118
4.6 Factors influencing the rotation capacity of beam-columns under monotonic loading conditions	119
4.6.1 Influence of axial force	119
4.6.2 Influence of deformation mode	121
4.6.3 Influence of slenderness	122
4.6.4 Influence of steel grade	126
4.7 Influence of strain-rate on the member rotation capacity	127
4.8 Influence of cyclic actions on the member rotation capacity	130
Summary	134

5. INFLUENCE OF THE CONSTRUCTIONAL DETAILS ON THE LOCAL DUCTILITY

5.1 General	136
5.2 Influence of cross-section fabrication details on the local ductility	137
5.2.1 Influence of junction on the local plastic mechanism	137
5.2.2 Influence of weldments on the local plastic mechanism	144
5.3 Study of the effect of cross-section details on the member ductility	149
5.3.1 Influence of junction on the member rotation capacity	149
5.3.2 Influence of weldments on the member rotation capacity	151
5.4 Influence of initial geometrical imperfections on the local ductility	153
5.5 Influence of member constructional details	157
5.5.1 General considerations	157
5.5.2 Constructional details in order to control the formation of plastic hinges	158
(i) Strengthening concept	158
(ii) Weakening concept (" Dogbone " concept)	162
5.5.3 Floor-slab effect in the seismic design concept	164
5.6 Parametrical study of the two constructional solutions	165
5.6.1 Standard beam definition	165
5.6.2 Weakening solution (" Dogbone " concept)	167
(i) Design considerations	167
(ii) Factors influencing the rotation capacity of the weakened solutions	178
5.6.3 Strengthening solution	183
(i) Design considerations	183
(ii) Factors influencing the rotation capacity of the strengthened solution	187
Summary	191

6. GLOBAL DUCTILITY OF STEEL MOMENT RESISTING FRAMES

6.1 Global ductility definition	193
6.2 Factors influencing the global ductility	195
6.3 Global ductility of MR- frames according to modern seismic codes.....	197
6.4 Interaction between local and global ductility	199
6.5 Parametrical study on the global ductility of MR-frames	201
6.5.1 Influence of structural conformation as a function of seismic hazard and earthquake type	201
6.5.2 Influence of hybridization on the behaviour of MR-frames	221
6.5.3 Influence of joint details on the global ductility	230
6.5.4 Economic criteria concerning the ductile design	241
Summary	243

7. CONDITIONS ENSURING LOCAL AND GLOBAL DUCTILITY

7.1 General considerations	246
7.2 Ductile conformation concerning the control of ductility and failure mode .	247

7.3 Elaboration of a design methodology for determination of the ductility	250
7.3.1 Determination of the available rotation capacity	250
7.3.2 Determination of the ductility demands	261
7.4 Worked examples	265
7.4.1 Verification of the ductility in the case of near-source earthquakes having one pulse	268
7.4.2 Verification of the ductility in the case of near-source earthquakes having many pulses	277
Summary	283

8. CONCLUSIONS. PERSONAL CONTRIBUTIONS

8.1 General conclusions	285
8.2 Personal contributions	288
Summary	290

BIBLIOGRAPHY

ANNEXE

291

INTRODUCERE. PROBLEME ACTUALE ALE PROIECTARII ANTISEISMICE

1.1 Generalitati

Nevoia oamenilor de a construi este foarte veche. Din cele mai vechi timpuri s-a pus problema construirii unui adăpost care să protejeze în primul rând viețile oamenilor și în al doilea rând bunurile lor. Cutremurele de pământ aparute surprinzător, de-a lungul timpului, au produs catastrofe devastatoare asupra mediului construit. Această putere extrem de violentă, neprevăzută și inexplicată, în Grecia antică, a fost asimilată cu un zeu numit *Engelados*.

În acest context, apare nevoia de a defini natura seismului *Press*(1984)^{citat în 36}:

“Cutremurele de pământ prezintă un pericol natural de tip special, în sensul că sunt evenimente cu manifestare rară, și cu probabilitate scăzută dar cu efecte extrem de distrugătoare”.

Ca atare, seismul este un fenomen aleatoriu cu intensitate, direcție și mărime necunoscute în prealabil, studiul răspunsului sistemului structural devenind greu de modelat. Având în vedere că până în prezent estimarea în prealabil a acțiunii seismice nu este posibilă, singura soluție este, pe de o parte pregătirea prealabilă pe plan național, iar pe de altă parte, învățarea din experiența evenimentelor trecute. Într-o altă ordine de idei, pentru că fenomenul seismului nu poate fi controlat, unica soluție care poate fi realizată, cu tehnologia actuală dispusă, este controlarea modului de cedare a sistemului structural.

În general, structurile metalice au o comportare deosebit de bună împotriva acțiunilor seismice datorită în primul rând **ductilității** proprii a oțelului precum și a raportului favorabil masă/rigiditate. Această comportare bună, se reduce în urma voalării peretilor comprimați ale secțiunilor transversale, ruperilor casante, fenomenelor de instabilitate globală, etc

După ultimele evenimente seismice, **Mexico** (1985), **Northridge** (1994), **Kobe** (1995), imaginea structurilor metalice, considerate cele mai adecvate pentru zone seismice active, a fost afectată datorită performanțelor nesatisfăcătoare ale acestora. Colapsul clădirii Pino Suarez din Mexico(1985) și înregistrarea cedărilor casante la îmbinările grindă-stâlpi sudate, la cadrele de încovoiere, considerate aproape invulnerabile la acțiunile seismice, a contribuit la schimbarea acestei imagini. Totuși, gradul de avariere și numărul cedărilor structurilor din oțel a fost mai mic în comparație cu alte materiale de construcție^{18,30} (Fig.1.1)

Din ultimele evenimente se poate observa că protecția vieții umane s-a realizat pe deplin, codurile dovedindu-se din acest punct de vedere satisfăcătoare, evitând colapsul total al structurii. Totuși, pierderile economice s-au ridicat la sume foarte importante(Fig.1.2) Cauzele acestor pagube materiale se datorează¹:

1. Concentrării populației în centre urbane, situate în zone seismice cu un risk ridicat.
2. Vulnerabilității construcțiilor moderne
3. Normelor de proiectare, în vigoare, necorespunzătoare.

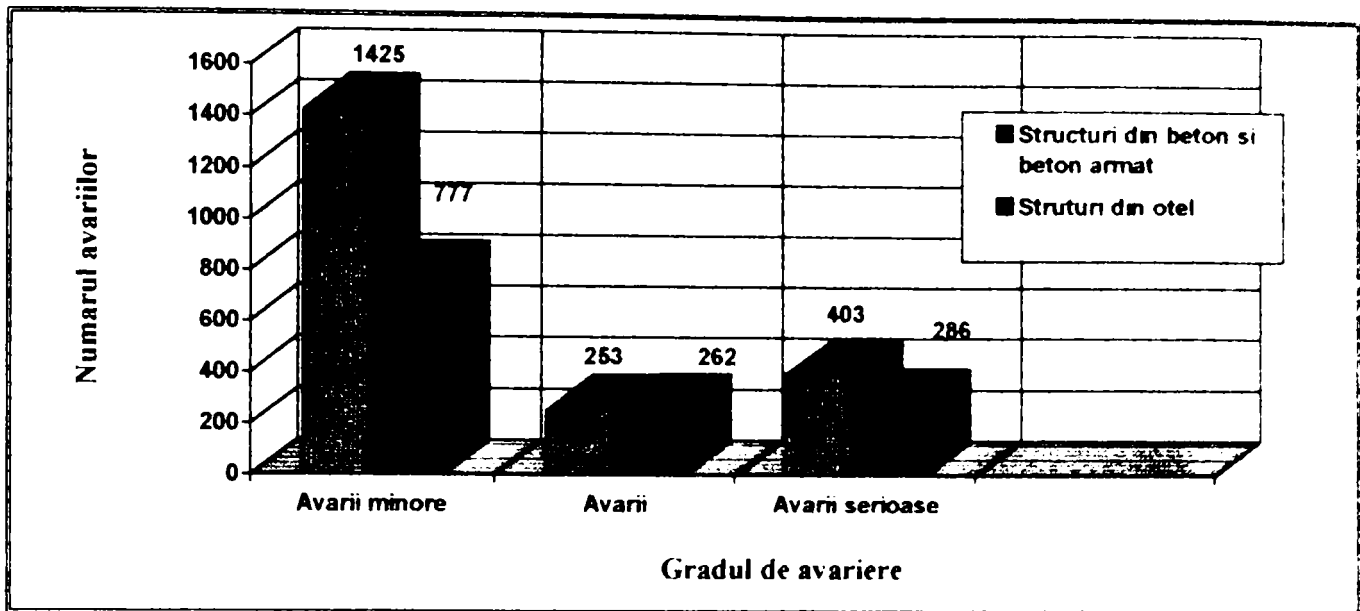


Fig.1.1 Situatia structurilor avariate in cazul seismului din Kobe
 Fig.1.1 Damaged structures in the Kobe earthquake

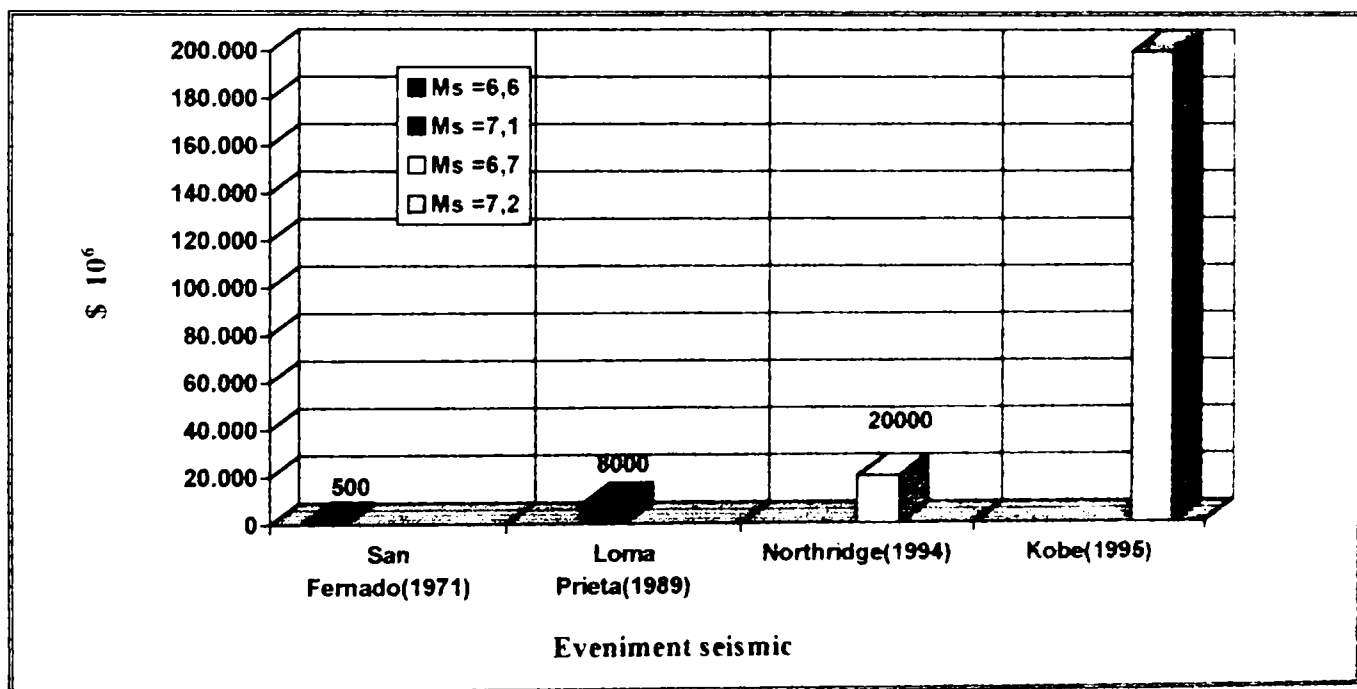


Fig. 1.2 Pagube materiale in cazul diferitelor evenimente seismice
 Fig. 1.2 Economical losses from the recent earthquakes

Conform Rolf&Barsom², in ultimul timp a crescut numarul cedarilor casante din cauza urmatoarelor schimbari la proiectare:

1. Inginerii si arhitectii proiecteaza structuri mai complexe decat in trecut.
2. Se folosesc calculatoare si metode mai precise care reduc din factorul de siguranta si experienta incorporat de a lungul timpului.
3. Cresterea folosirii otelului de rezistenta ridicata, a elementelor groase, a imbinarilor sudate in comparatie cu otelurile de rezistenta scazuta, a elementelor de grosime normala si imbinarilor cu nituri sau cu suruburi, care au fost folosite in trecut.
4. Alegerea solutiilor structurale depinde exclusiv de costul acestora.

In urma cutremurelor catastrofale, firesc, de fiecare data se pune intrebarea " Care este cauza performantelor nesatisfacatoare ale structurilor si in special celor metalice? "

Depind de calitatea materialelor, de conceptul de proiectare, de conformare structurii, de detaliile constructive, de codurile actuale sau de tehnologia de executie³ ?

Toate aceste intrebari isi cauta raspuns, care va veni cu siguranta, printr-un efort enorm de cercetare si colaborare a specialistilor din diferite domenii, **seismologi-geologi-ingineri**, datorita complexitatii fenomenului seismic. In cadrul acestor eforturi se inscrie si aceasta lucrare incercand sa abordeze problema ductilitatii intr-un mod practic si aplicativ.

1.2 Scurt istoric al evolutiei conceptului de ductilitate

Dezvoltarea ingineriei seismice si in special proiectarii antiseismice, s-a realizat in ultimii 40 de ani datorita naturii seismice complexe. Se pot distinge 3 perioade ale evolutiei conceptului antiseismic²¹(Fig.1.3):

- (i) **Prima perioada:** Dupa cutremurile severe de la inceputul secolului 20 s-a pus problema luarii in considerare a actiunilor seismice. *Gustav Eiffel* a introdus conceptul echivalarii fortelor seismice cu fortele din vant. Orasul San Francisco a fost construit dupa cutremurul din 1906 pe baza unei forte echivalente de vant pe 1.40 KPa. Numai dupa cutremurul din Long Beach(1933) a fost introdus conceptul fortelor laterale proportionale cu masa. Constructiile au fost proiectate pentru forte laterale egale aproximativ cu masa structurii. Aceasta idee se datoreaza observatiilor fenomenului de supravietuire a unor constructii chiar daca fortele cu care a fost dimensionate erau mai mici decat cele seismice⁴. **Este prima aparitie a utilizarii proprietatilor de ductilitate**, totusi ele nu sunt explicitate in metodologia de proiectare.
- (ii) **A doua perioada:** In aceasta perioada se pun bazele calculului modern. Se realizeaza spectrul elastic de raspuns de catre *Benioff* (1934) si *Biot* (1941), acest fiind important pentru evaluarea nivelului fortelor si deformatiilor dezvoltate de raspunsul liniar al structurii. In 1935, profesorul *Tanabashi* propune o teorie avansata, enuntand ca rezistenta structurii la actiunile seismice se masoara prin capacitatea ei de a absorbi energia seismica. inaintea colapsului. Evident, aceasta energie se asociaza cu energia disipata prin ductilitatea structurii⁵. In anul 1943, in codul orasului Los Angeles, se introduce **influenta perioadei structurii**, considerand fortele seismice de proiectare in functie de numarul nivelelor structurii. Recomandarile din San Francisco au introdus, pentru prima oara, **influenta perioadei fundamentale**, enuntand ca fortele seismice sunt invers proportionale cu aceasta perioada. Acest concept, simplu de inteles de catre ingineri si usor de implementat in coduri, s-a utilizat cateva decenii. Totusi pe de o parte evenimentele seismice din Caracas, Nigata, Agadir, din anii '60, iar pe de alta parte aparitia calculatoarelor si dezvoltarea calculului dinamic nelinier au impins studiile mai departe pentru definirea explicita a ductilitatii. Prima incercare de a corela spectrul de raspuns cu disiparea energiei transmise de seism, prin deformatii plastice, apartine cercetatorului *Housner*(1956,1959). In cadrul acestor studii se propune evaluarea cantitativa a energiei totale induse de seism, prin folosirea spectrului de viteza intr-un sistem elastic linier, presupunand ca **energia indusa responsabila pentru avarierea sistemului elastoplastic este egala cu cea a sistemului elastic**. *Housner* a fost fondatorul calcului la limita asigurand structura impotriva colapsului prin disiparea unei anumite cantitati de enegie indusa. In 1960, a fost studiat de catre *Veletsos & Newmark* spectrul inelastic, bazat pe studiile anterioare a lui *Housner*, obtinindu-se comportarea sistemelor elastoplastice cu un grad de libertate cu ajutorul **factorului de comportare** a structurii. Un nou concept a fost propus de Newmark

& Hall (1969) realizand un spectru bazat pe acceleratii, viteze, deplasari, in domeniul perioadelor scurte, medii, inalte. Spectrele obtinute pentru sisteme cu un grad de libertate au fost extinse pentru sisteme cu mai multe grade de libertate.

(iii)**Perioada a treia:** Aceasta perioada, datorita pe de o parte raspindirii calculatoarelor personale, dezvoltarii calculului dinamic neliniar si a programelor de calcul static-dinamic iar pe de alta parte manifestarilor seismice cu caracteristici variate, a condus la dezvoltarea calculului modern si proiectarii antiseismice. La sfarsitul anilor '70, sunt puse bazele metodei proiectarii capacitatii de rezistenta de catre *Paulay*(1977), fiind introduse si **primele masuri constructive pentru realizarea ductilitatii locale a structurilor din beton armat**. Conceptul ductilitatii locale si globale, pentru structuri metalice a fost introdus in anii '80, considerat ca prima sursa de disipare a energiei seismice, totodata semnaland in acelasi timp trecerea de la metode conventionale la metoda capacitatii de rezistenta. Seismele recente, Northridge(1994),Kobe(1995), au demonstrat ca ductilitatea asigurata numai de material nu este suficienta si este nevoie de un calcul direct al acesteia. Totodata , conceptul ductilitatii a fost criticat datorita avariilor serioase atat la elemente structurale cat si la cele nestructurale.In ultimul timp pentru minimizarea avariilor se propun metode cinematice pentru contrulul cedarii^{6,7},detalii constructive penru dirijarea avariilor^{8,9}, metode pentru controlul structural cu ajutorul anumitor dispozitive, dezvoltate inca din anii '80.

1.3 Seismicitatea tarilor balcanice. Cazurile Greciei si al Romaniei

Zona care cuprinde tarile balcanice este regiunea cu cea mai mare seismicitate din Europa. Din tarile care fac parte, *Grecia* prezinta zona cea mai activa, in care se elibereaza anual 50% din energia seismica a Europei. In teritoriul *Romaniei* si *Fostei Iugoslaviei* s-au produs cutremure de pamant cunoscute avand urmasi devastatoare atat asupra constructiilor cat si asupra oamenilor, ele la randul lor reprezentand zone cu seismicitate destul de ridicata. In cazul Iugoslaviei evenimente importante care pot fi mentionate sunt: cutremurele din *Skopjia* (1963, M=6.2), cutremurele din *Montenegro* (15/04/79 h=30-40 Km, d=10-15Km de la litoral, intensitate:IX, cu perioade predominante 0.30-0.60sec, durata 10-30sec) producand avarii la constructii monumentale din piatra si zidarie precum si la constructii din beton armat datorita lipsei etrierilor, cutremurele din *Bania Luka* (1981), etc. *Bulgaria* si *Albania*, au fost mai mult afectate din evenimentele petrecute in tarile vecine simtite si in teritoriul lor.

Avand in vedere, ca pentru o proiectare adecvata trebuie sa se ia in considerare specificatiile teritoriului si conditiile locale in care se va construi, precum si faptul ca aceasta lucrare va fi privita atat din lumea ingineriasca a Romaniei cat si a Greciei, se vor prezenta pe scurt aspectele seismologice privind aceste 2 tari.

Cazul Greciei: Se stie ca, democratia si filozofia s-a nascut in Grecia. Din studii rezulta¹⁰ ca si seismologia a luat fiinta datorita filozofilor greci antichi intr-un cadru filozofic asimiland geneza seismelor cu apele marii (*Thales*), cu vantul (*Aristotel*) sau cu focul (*Anaxagoras*). Din aceasta cauza avem date macroseismice inca din anii 550 inaintea lui Cristos, mai ales de catre filozofi, istoricieni, totusi in teritoriul Greciei se cunosc aproximativ 330 evenimente cu $M \geq 6.5$ (in perioada 550 inaintea lui Cristos - 1988).

Din punct de vedere istoric, precum si in functie de date dispuse se disting trei perioade¹⁰.

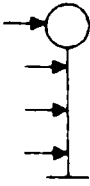


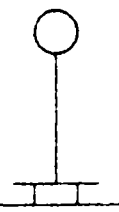
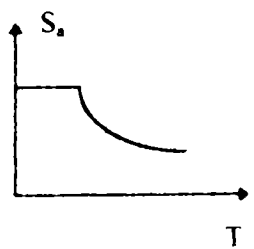
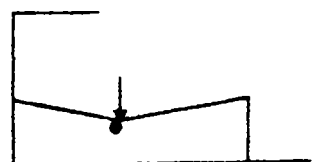

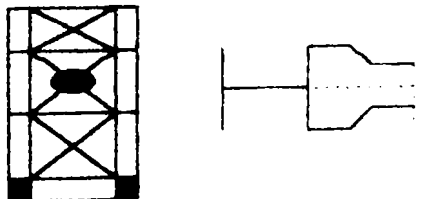
Manifestari Seismice	Evolutia conceptului antiseismic	Reprezentare schematica
Primele seisme de la inceputul secolului	<ul style="list-style-type: none"> Echivalarea fortelor seismice cu cele din vant 	 $S_i = c$
MESSINA (1908) LONG BEACH (1933)	<ul style="list-style-type: none"> Fortele seismice sunt proportionale cu masa structurii 	 $S_i = c W$
LOS ANGELES (1943)	<ul style="list-style-type: none"> Se tine cont de influenta flexibilitatii structurii 	 $S_i = c W / (T)^a$
1960 AGADIR CARACAS NIGATA	<ul style="list-style-type: none"> Interesul ductilitatii Introducerea factorului de comportare Spectru elastic Spectru inelastic 	  $S_i = c W / q (T)^a$
1970 MANAGUA FRIULI BUCURESTI	<ul style="list-style-type: none"> Conceptul metodei capacitatii de rezistenta Reguli de ductilitate locala pentru structuri din beton armat 	
1980 IRPINIA EL ASNAM MEXICO SPITAK LOMA PRIETA	<ul style="list-style-type: none"> Reguli de ductilitate locala si globala pentru structuri metalice Construcția grinda slab-stalp puternic Izolarea seismica la baza 	 $b/t_f ; d/t_w$
1990 NORTHRIDGE KOBE	<ul style="list-style-type: none"> Dezvoltarea controlului structural: sisteme active, pasive Conceptul 'Dogbone' Controlul ductilitatii, μ, cu modele de avarie, I_D 	

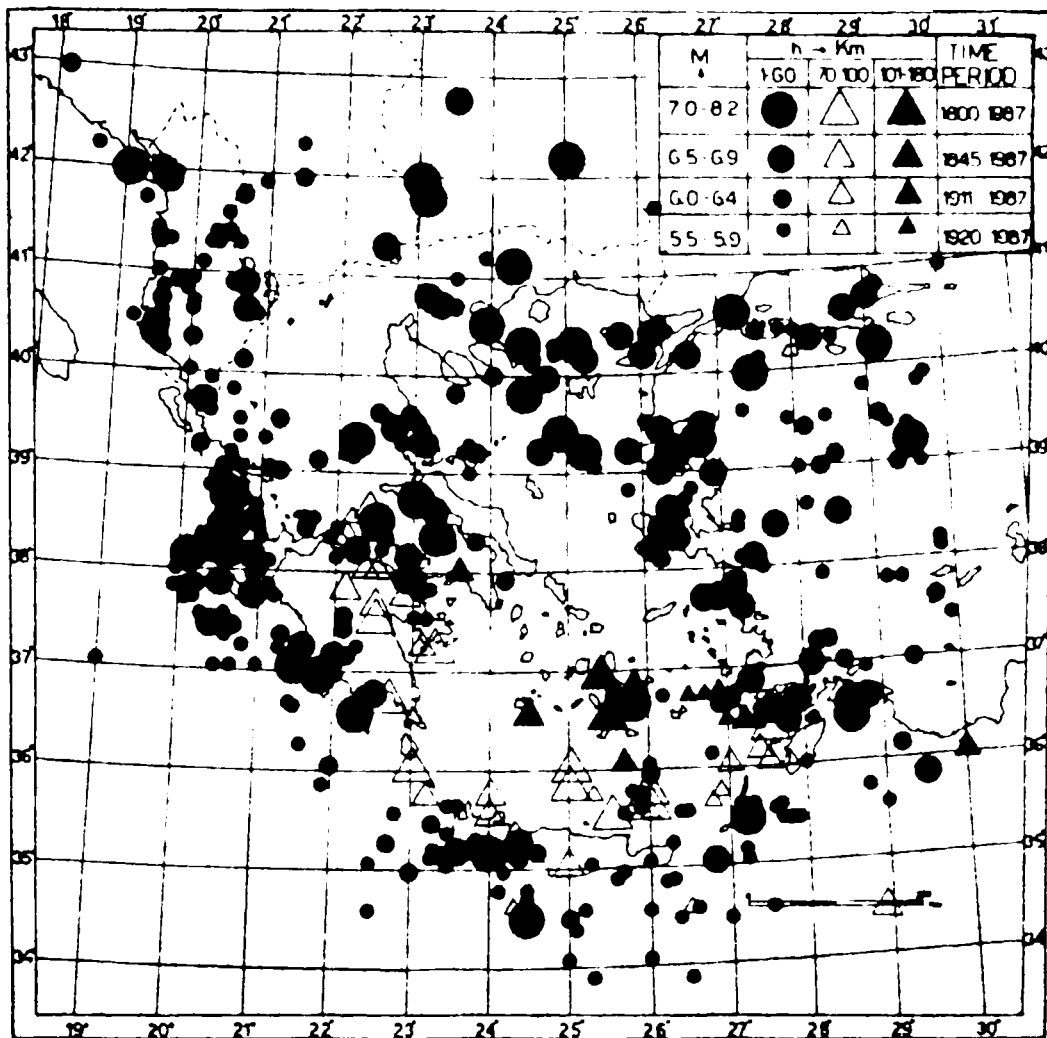
Fig. 1.3 Scurt istoric la conceptului antiseismic
Fig. 1.3 History of seismic concept

1. **Prima perioada** (550 inaintea lui Christos -1550): Exista date in special macroseismice pentru 110 seisme, 5 seisme per secol, totusi numarul real al cutremurelor puternice, $M_s \geq 6.5$, care se produc in aceasta zona este in valoarea medie 80 per secol.
2. **A doua perioada** (1550-1845): In cadrul acestei perioade au fost studiate 90 de evenimente seismice, 30 per secol, totusi numarul real al cutremurelor puternice, $M_s \geq 6.5$, studiate fata de cel real este mai mic datorita faptului ca descrierile macroseismice nu a fost facute de oameni de specialitate.
3. **A treia perioada** (1845-1988): In cadrul acestei perioade aproximativ exista date pentru toate evenimentele puternice. Au fost studiate 115 evenimente, 80 per secol, cu magnitudinea $M_s \geq 6.5$. Cu siguranta, date concrete si originale pot fi luate numai dupa instalarea primului seismometru (1910, Atena).

Din prelucrarea a 610 date^{10,11} intr-o perioada foarte larga, 550 I.C-1994, se poate vedea ca **seismele de suprafata** sunt dominate in cazul teritoriului Greciei (Fig. 1.4a,c,d). De asemenea specificand pentru o perioada, 1978-1994, in care datele sunt foarte precise, din 120 de date se observa ca adincimea focarului se gaseste la o distanta 0-10 Km (Fig. 1.4d). In [10] se remarca ca seismele de suprafata au o dispersie mare in cazul zonei Grecesti iar seismele cu focarul la o **adincime intermediara**, $60 < h < 180$ Km, se produc numai in partea sudica a Marii Egee (Kreta, Rhodos, etc)¹⁰, Fig. 1.4a. In general se poate spune ca seismele de suprafata sunt mai distrugatoare chiar la magnitudini mai mici, cazul Kalamata (1986), Pyrgos (1993), iar cele care se produc la o adincime mare dau magnitudini mari dar datorita efectului mării (Ionica, Egee) se amortizeaza, cazul Kefalonia $M=7.0$ (1983). De asemenea cutremurele cu $M=5.5R$ produse la distante mai mici de 20 Km, in regiuni locuite, au produs avarii mari asupra structurilor. Primul eveniment care a atacat un centru urban a fost petrecut in 1978 in Thessaloniki ($M=6.5$, $h = 6.0$ Km, $d = 30$ Km) care a agravat majoritatea constructiilor orasului totdata avand urmasi grave asupra vietii economice si sociale ale orasului. In tabelul 1.1 se prezinta cutremurele importante care au afectat orasele medii si mari a Greciei in perioada 1978-1995.

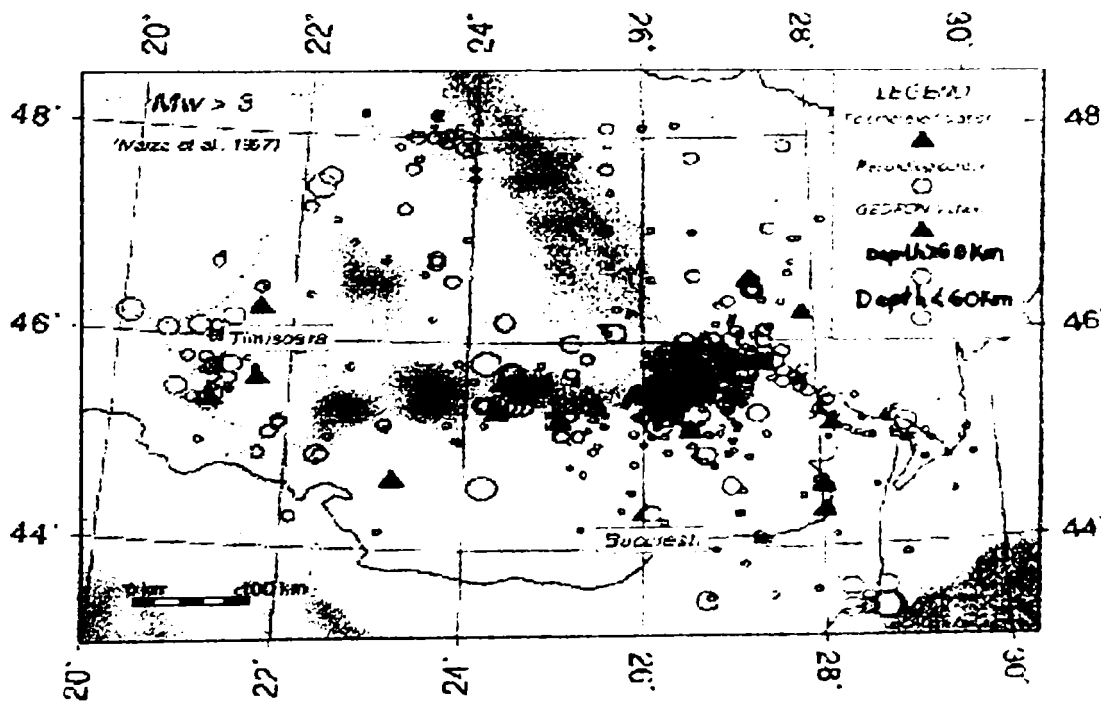
Tabel 1.1. Seisme grecesti importante in ultimi ani
Table 1.1 Severe Greek earthquakes in the last years

Epicentru	An	Magniudinea M (Richer)	Distanta epicentrala d (Km)	Distanta hipocentrala h (Km)	Comentarii
Thessaloniki-Volvi	1978	6.5	30	6.0	Atacarea primului centru urban major.
Alkionides	1981	6.7	-	8.0	-
Kalamata	1986	6.0	13.0	8.0	Introducerea recomandarilor antiseismice moderne.
Pyrgos	1993	5.6	~5.0	20.0	Schimbarea normativului antiseismic, NEAK.
Aigio	1995	6.5	18.0	5.0-15.0	Caracter impulsiv, fenomenul directivitati
Kozani-Grevena	1995	6.6	-	~8.5	Neprevazut, la o zona considerata cu seismicitate redusa.



a)

Romanian Earthquake Catalogue (984 - 1996)



b)

Fig. 1.4 Distributia epicentrelor: a) in cazul Greciei , b) Romaniei
Fig. 1.4 Epicentral distribution: a) in case of Greece, b) in case of Romania

mai multe ori in viata ei. In figurile 1.5 a,b se prezinta efectul componentei verticale, V , a actiunii seismice functie de distanta epicentrala; se observa ca teritoriul Greciei este afectat de actiunea verticala a miscarii seismice atat la magnitudini mici, $M_L = 3.3 \dots 4.0$ cat si la magnitudini mai ridicate, $M_L = 5.1 \dots 6.6$ la o distanta epicentrala care ajunge chiar 40-45 Km. In prezenta norma de proiectare antiseismica, N.E.A.K.¹²⁹, aceasta influenta este luata in considerare data ca o fractiune din cea orizontala, $A_V/A_H = 0.70$, iar factorul de comportare se reduce cu 50% pentru a tine cont de faptul ca actiunea verticala reduce drastic capacitatea de deformare a structurii ($q_v = 0.50q \geq 1.0$). In figura 1.5c,d sunt date spectrele elastice si accelerogramele unor seisme de suprafata reprezentative pentru teritoriul Greciei care au produs avarii importante.

Cazul Romaniei. Datorita naturii geologice a scoartei pamintului precum si pozitiei in care se afla, situata in zona centurii de foc transatlantice, Romania este o tara cu seismicitate pronuntata. Din punct de vedere istoric exista date din anul 1091. In perioada 1091-1900 s-au studiat 78 de evenimente seismice cu intensitate $I > VI$ iar in perioada 1900-1981, 91 evenimente seismice cu magnitudinea $M > 5$ ¹². Intr-o lucrare fundamentala, Atanasiu (1949-1959), identifica 15 zone de focare seismice cu proprietati diferite. Totusi, cele mai importante sunt din zona **Vrancea** si **Banat**, Fig.1.4b. Seismele din **Vrancea sunt de adancime intermediara** $80\text{Km} < h < 140\text{Km}$ si elibereaza 97% din energia seismica din teritoriul Romaniei¹². Cutremurele Vrancene prezinta unele caracteristici specifice din care se mentioneaza:

- afecteaza o zona considerabila de maxima intensitate.
- se resimt pe o suprafata extinsa care cuprinde toate tarile Balcanice.

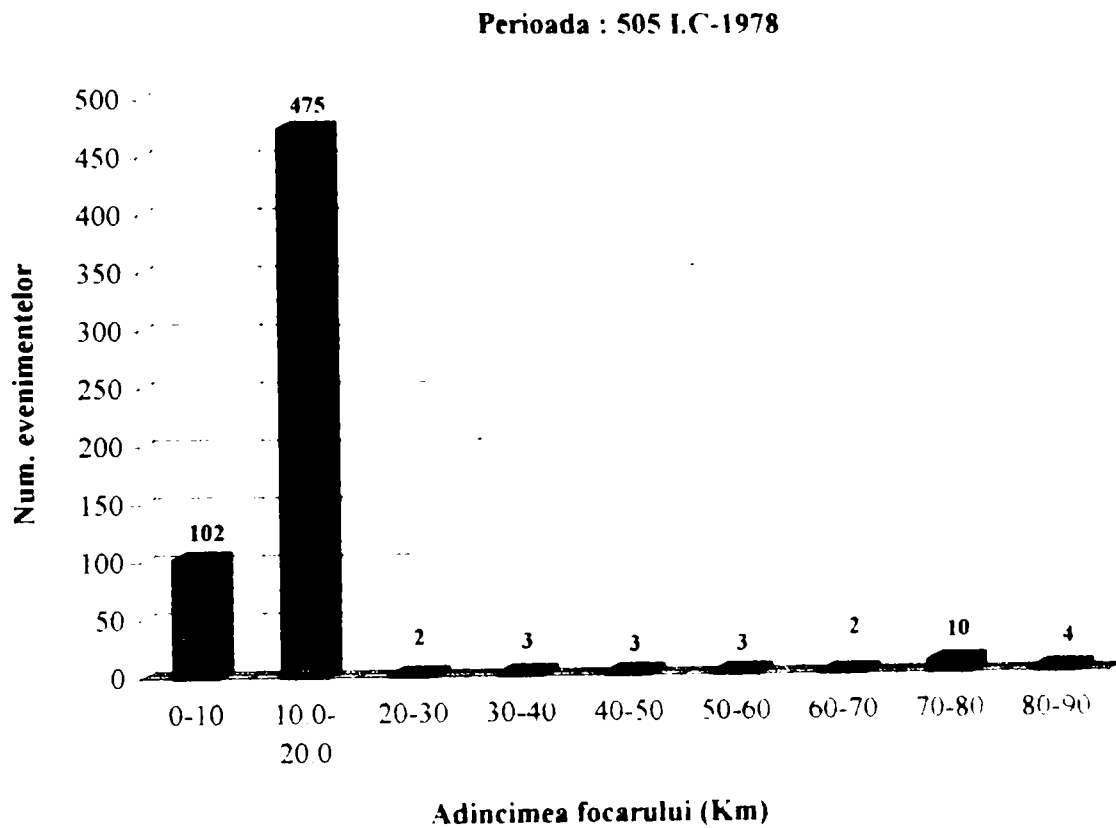
Acest focar a produs in secolul nostru 5 evenimente seismice puternice (10/11/1940 $M=7.4$, 4/3/1977 $M=7.2$, 30/6/1986 $M=7.0$, 30/5/90 $M=7.4$, 31/5/90 $M=6.2$).

In figura 1.4 e,f se prezinta situatia evenimentelor seismice functie de adancimea focarului, se constata ca in perioada 984-1949 manifestarile predominante sunt de suprafata, fig. 1.4e, iar dupa 1949 pana in 1977 se activeaza focarele de mare adancime Vrancene, Fig. 1.4f. La fel si in teritoriul Romaniei seismele de mare adancime produc magnitudini mai mici, in schimb cutremurele de suprafata produc magnitudini mai reduse.

Seismele de tip **Banat** sunt de suprafata, $10\text{Km} < h < 20\text{Km}$, si afecteaza o arie restrinsa. Privitor la acest tip de focar exista date pentru 217 evenimente intre 1739-1900¹². Ultimele 3 evenimente s-au produs in anul 1991 (12/7/91 $M=5.7$, 18/7/91 $M=5.6$, 2/12/91 $M=5.5$) Se remarca faptul ca in cazul seismului din 12/7/91 perioadele predominante au fost caracteristice pentru acest tip seismic, $T = 0.20 \dots 0.30$ sec, iar evenimentul din 2/12/91 a generat perioade ceva mai mari, $T = 0.80$ sec, urmat de un numar mare de perioade scurte¹². In regiunea Banatului se remarca rapoarte ridicate intre acceleratia verticala si acceleratia orizontala ($A_V/A_H = 0.23 \dots 3.63$), majoritatea fiind sub 1.0¹⁵⁸, Fig.1.5e. Comparand spectrele elastice se observa diferenta intre seismele epicentrale (Kalamata, Thessaloniki, Banat, etc) si cele departe de sursa (Vrancea), Fig. 1.5c,f.

In general, in teritoriul Romaniei se produc actiuni seismice diferite in functie de zona, cu perioade lungi in sudul tarii si perioade scurte in estul si vestul tarii. Se poate observa din accelerogramele prezentate, Fig. 1.5d, g ca tipul seismelor din Grecia, cu exceptia insulelelor din marea Egee, seamana cu seismele de tip Banat, avand caracteristicile seismelor epicentrale (componenta verticala importanta, viteze mari, fenomenul directivitatii etc).

c)



d)

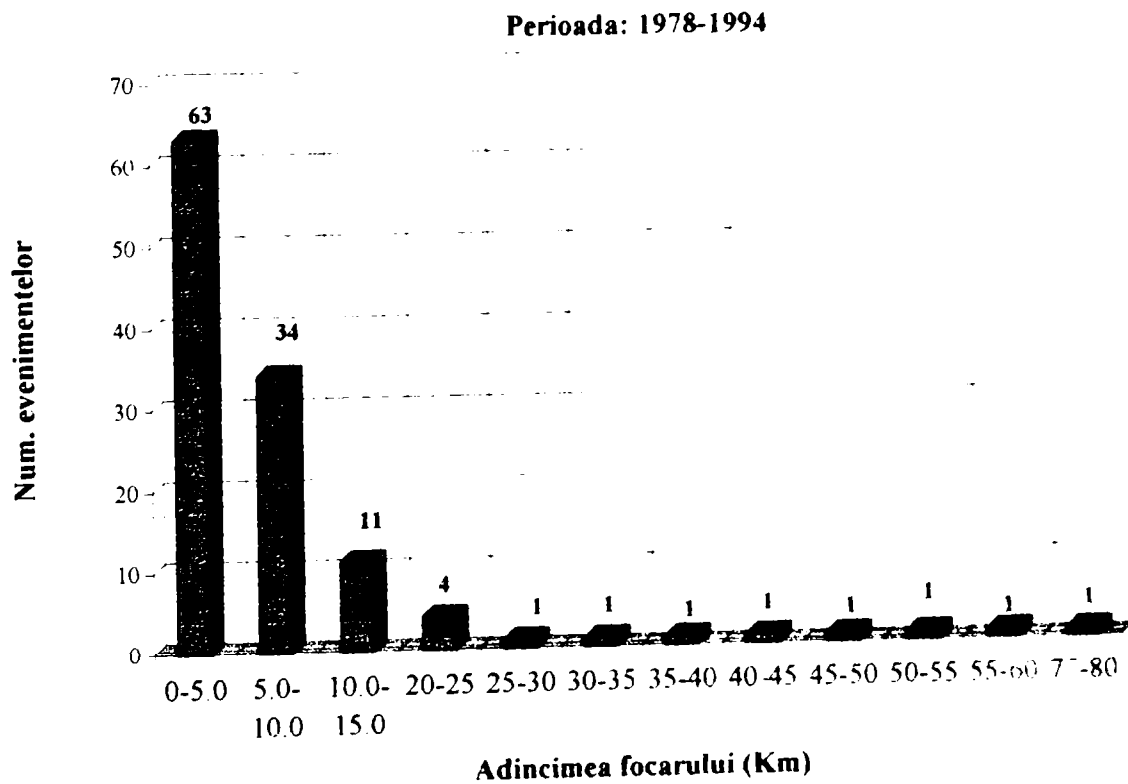


Fig. 1.4 c, d) Evenimente seismice functie de adincimea focarului (cazul Greciei)
Fig. 1.4 c, d) Number of seismic events as a function of epicentral distance (case of Greece)

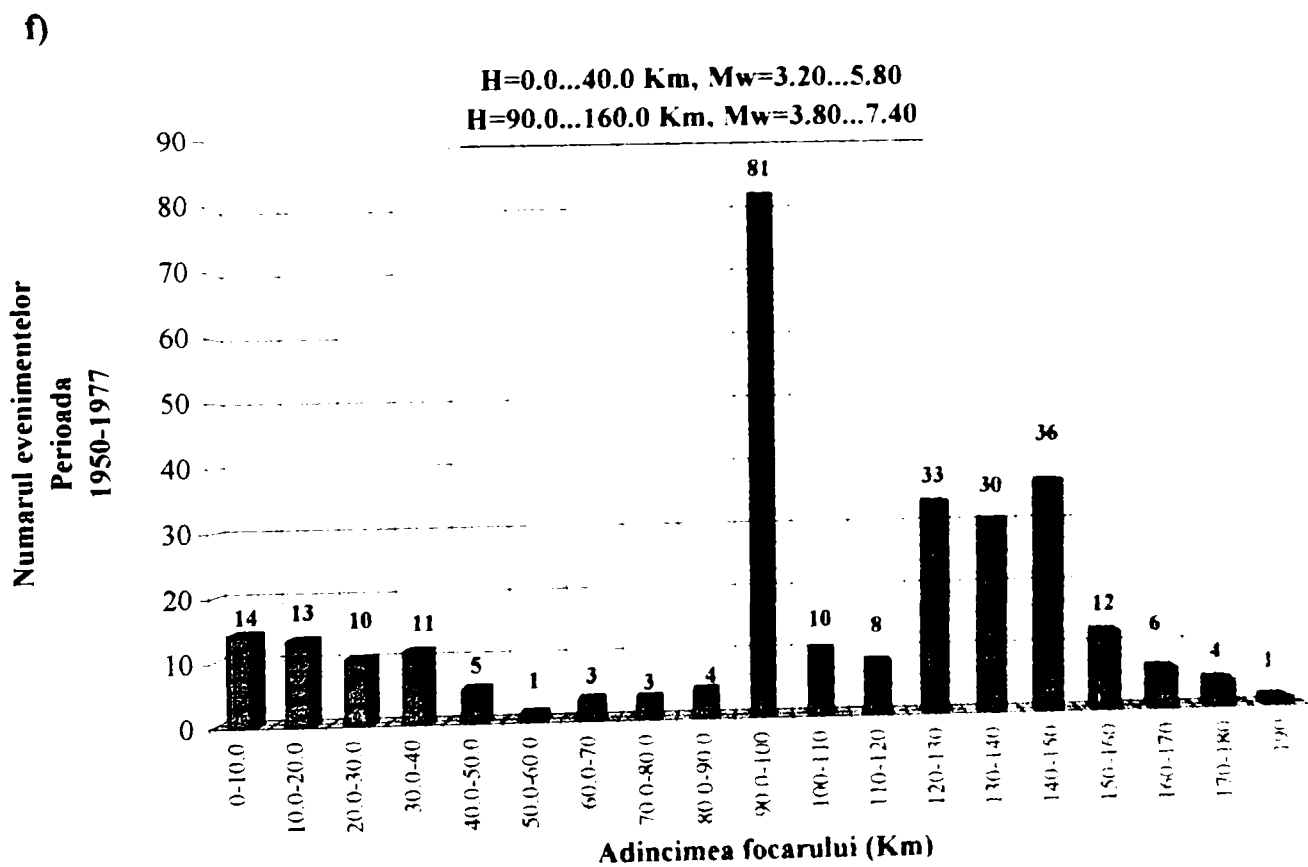
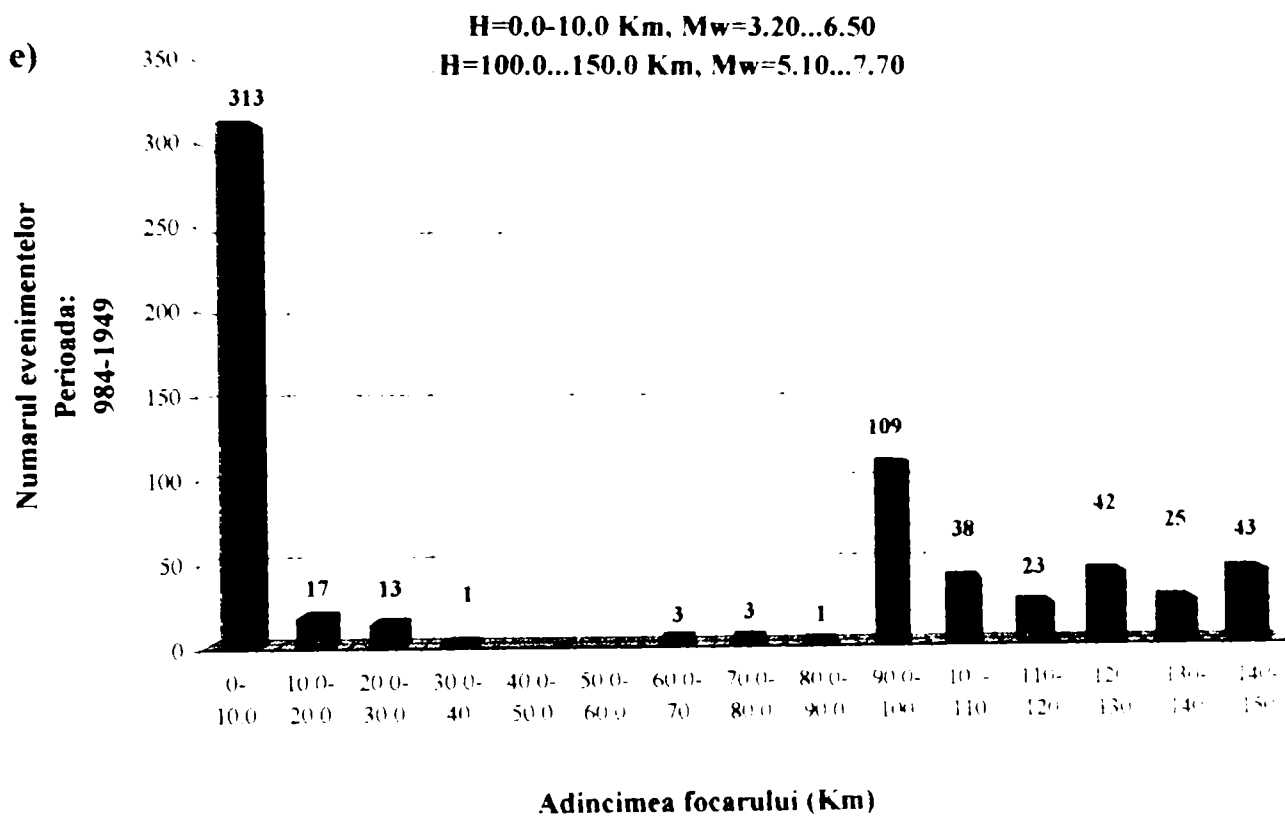


Fig. 1.4 e, f) Evenimente seismice functie de adincimea focarului (cazul Romanei)
Fig. 1.4 e, f) Number of seismic events as a function of epicentral distance (case of Romania)

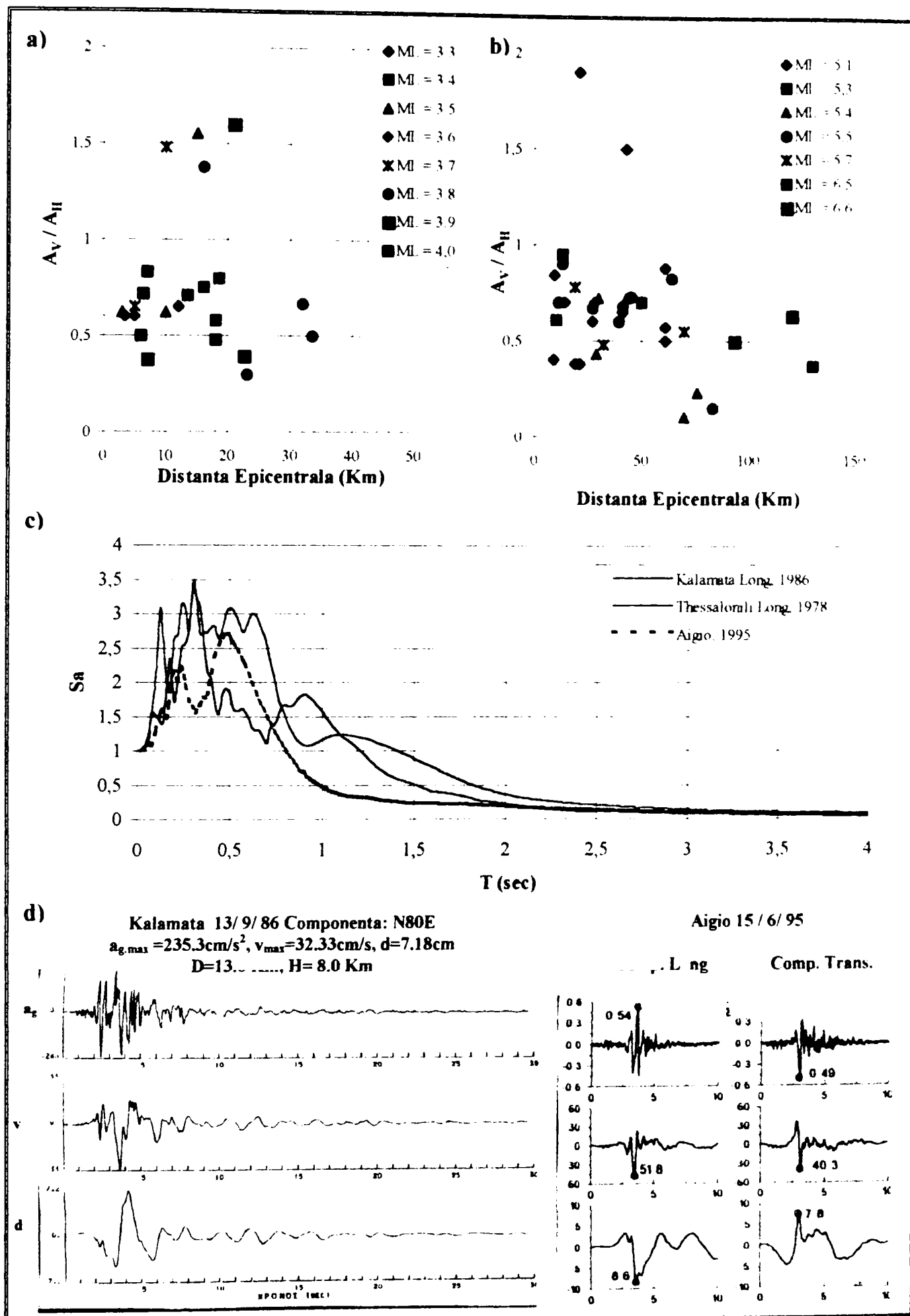


Fig. 1.5 a, b) Influenta raportului A_V/A_H , c, d) Spectre elastice si accelerograme din Grecia
 Fig. 1.5 a, b) Influence of A_V/A_H ratio, c,d) Elastic spectrums and accelerograms from Greece

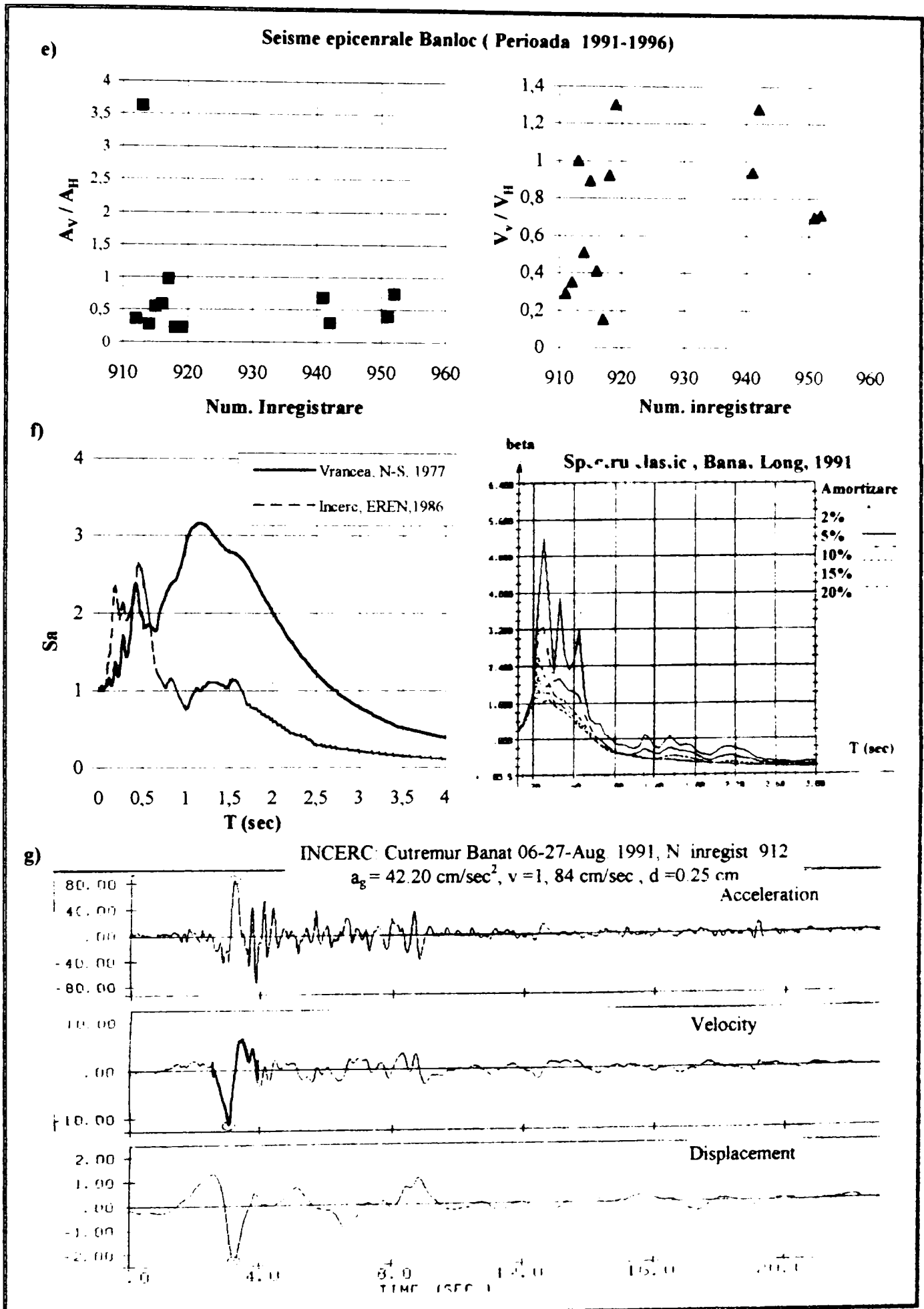


Fig. 1.5 e) Influenta A_V / A_H , V_V / V_H , f, g) Spectre de raspuns si accelerograme din Romania
Fig. 1.5 e) Influence A_V / A_H , V_V / V_H , f, g) Elastic spectrums and accelerograms from Romania

1.4 Experienta din manifestarile trecute

Cutremurele din ultimul timp (Mexico 1985, Loma Prieta 1989, Northridge 1994, Kobe 1995) au surprins atat prin caracteristicile lor proprii: viteze foarte mari energii induse structurilor extern de mari, efectul conditiilor locale, etc., cat si prin comportarea necorespunzatoare structurilor metalice inregistrandu-se chiar prabusiri, inadmisibile in cazul acestor constructii.

Seismele din California (Northridge) si Kobe au introdus un nou aspect, diferenta caracteristicilor intre miscarile terenului de langa sursa si la distanta mare fata de sursa. Cazul seismului din San Fernando (1971) a introdus pentru prima oara efectul de langa sursa (avariere spitalului "Olive View"). Asemenea manifestari s-au inregistrat recent in Grecia, in cazul seismului din Aigio ($M_s = 6.2$, 1995)¹³.

Caracteristicile cutremurelor de langa sursa, cu distanta epicentrala, 10-20Km, sunt urmatoarele:

- viteze foarte mari 300...400cm/sec;
- caracteristici impulsive;
- influenta componentei verticale a miscarii terenului;
- importanta redusa a conditiilor locale;
- durata scurta.

Spre deosebire, **caracteristicile predominante cutremurelor de distanta fata de sursa**, $100\text{Km} < h < 500\text{Km}$, sunt urmatoarele:

- importanta acceleratiilor;
- importanta mediului de progare si ca atare a conditiilor locale;
- natura ciclica a miscarii terenului;
- durata lunga.

In continuare se prezinta pe scurt caracteristicile si avariile tipice produse de manifestarile recente:

(i) **Mexico City** (Michonian, 19/9/1985, $M = 8.1$). Este un caz reprezentativ al seismelor la distanta fata de sursa, $d = 400\text{Km}$, cu influenta conditiilor locale. Cel mai important eveniment a fost colapsul cladirii **Pino Suarez**, care a fost **primul colaps** din istoria constructiilor metalice produs datorita capacitatii insuficiente de ductilitate¹⁴ (Fig. 1.6).

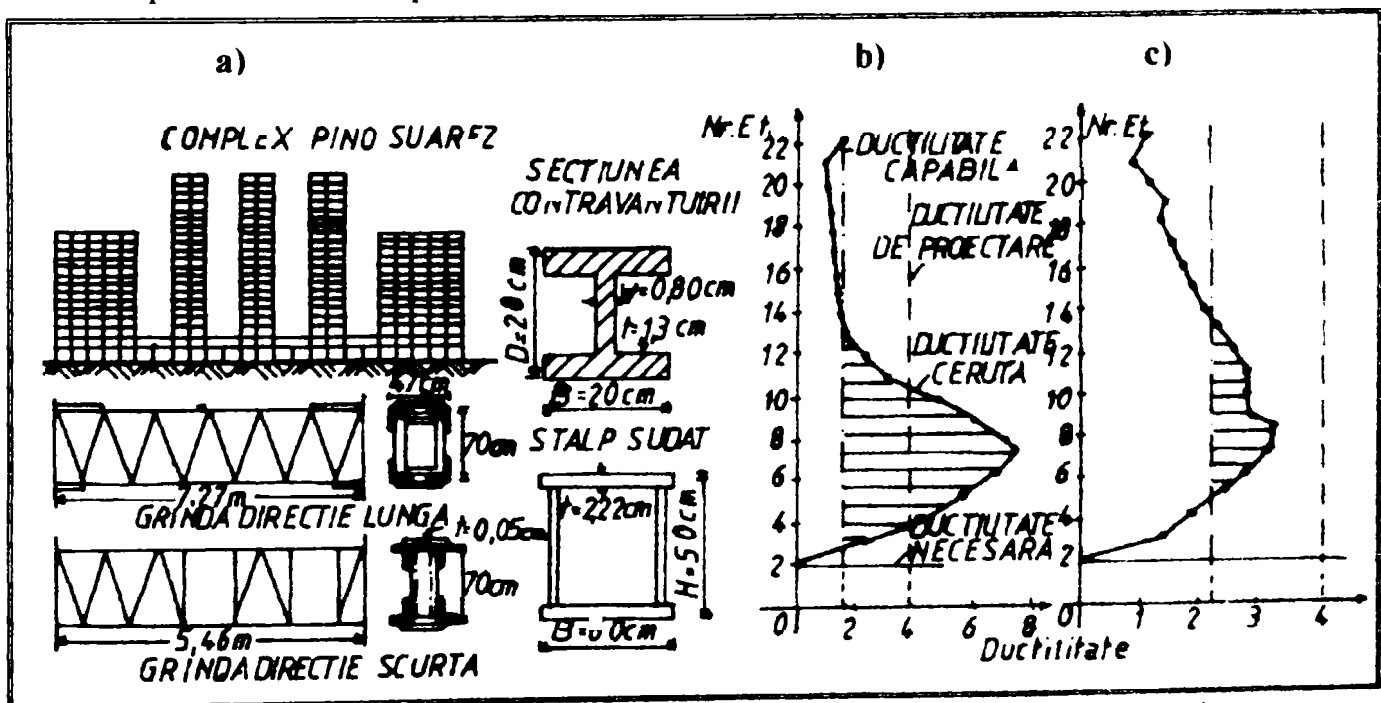


Fig. 1.6 a) Structura Pino Suarez, **b)** Ductilitatea directie lunga, **c)** Ductilitate directie scurta

Fig. 1.6 a) Pino Suarez complex, **b)** Average ductility for long direction, **c)** For short direction

(ii) **Loma Prieta** (17/10/1989, $M_s=7.1$, $d=100\text{Km}$). Structurile metalice s-au comportat satisfactor, observindu-se voalari la contravantuiri si unele cedari ale imbinarilor sudate¹⁵. Insa avarii serioase au aparut la elemente nestructurale, la tavane suspendate, la pereti despartitori, la fatade tip cortina, producandu-se pagube materiale serioase. In urma acestui eveniment s-a remarcat nevoia unui calacul pentru elemente nestructurale. De asemenea conditiile locale de teren au contribuit la amplificarea actiunilor seismice.

(iii) **Northridge** (17/1/1994, $M_s=6.7$, $h=14\text{ Km}$). Este un caz reprezentativ al unui cutremur de langa sursa. In general, structurile in cadre s-au comportat satisfactor, totusi majoritatea avariilor la cadre de incovoiere s-au datorat imbinarilor rigide sudate care sunt foarte des folosite in S.U.A (Fig. 1.7). S-au observat ruperi locale casante in jurul talpii inferioare ale grinzilor precum si la talpi superioare dar la un numar mai redus¹⁶. Mecanismul de cedare se formeaza fie in interiorul sudurilor talpii fie se incepe de la aceasta (talpa). O data cu initierea ruperii fisurile progresa in functie de conditiile si modul cum a fost executata sudura avariand talpa, uneori si inima stalpului¹⁶ (Fig.1.8). In cazul structurilor cu contravantuiri verticale centrice s-au produs fenomene de flambaj a unor diagonale care a condus implicit la avarierea elementelor nestructurale (pereti despartitori, fatade).

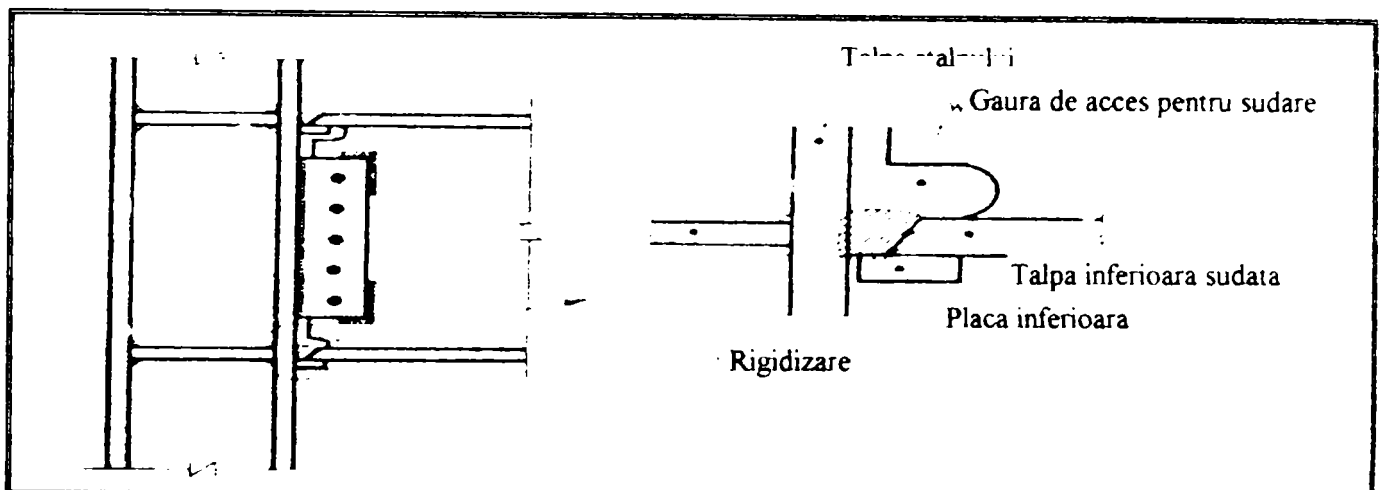


Fig. 1.7 Imbinare tipica folosita in S.U.A [16]

Fig. 1.7 Typical connection used in U.S.A [16]

(iv) **Kobe** (Hyogoken-Nanbu, 17/1/1995, $M=7.2$, $d=20\text{Km}$, $h=14\text{Km}$). Este un caz asemanator cu cel din Northridge, cutremur tipic de langa sursa. Energia indusa structurii a depasit de 3 ori cea prescrisa in codul japonez¹⁷. Avariile care s-au observat sunt asemanatoare cu cele din Northridge, totusi la analiza cauzelor trebuie avut in vedere ca practica de proiectarea in Japonia difera cu cea din S.U.A, atat din punct de vedere al calculului cat si al detaliilor constructive, modului de executie (ex. tree concept). Mai mult de 90% din structurile metalice multietajate din Japonia folosesc la stalpi sectiuni cheson formate la rece datorita comportari excelente la incovoiere biaxiala precum si faptului ca sunt mai ieftine. In figura 1.9 se poate vedea un nod tipic in cazul cadrelor de incovoiere folosite in Japonia si modul de avariere. Tipurile de rupere care au aparut in mod repetat sunt urmatoarele: cedari casante la sectiuni cheson grele, cedari casante la sectiunile formate la rece ale stalpilor, ruperea suruburilor de ancoraj, cedari la imbinarea contravantuirilor, cedari la grinzi de forma I in jurul imbinarii grinda-stalpi tipic folosit in Japonia¹⁸ (Fig.1.9a,b). Cel mai surprinzator eveniment a fost acela al cedarii casante ale stalpilor cladirii "**Asiyahama Building**", considerata ca o constructie moderna bine proiectata si executata, prin ruperi in metalul de baza provocand ruperi in lungul sectiunii transversale, prin ruperi initiate la imbinare, transmise si la contravantuiri.¹⁹ (Fig.1.9b).

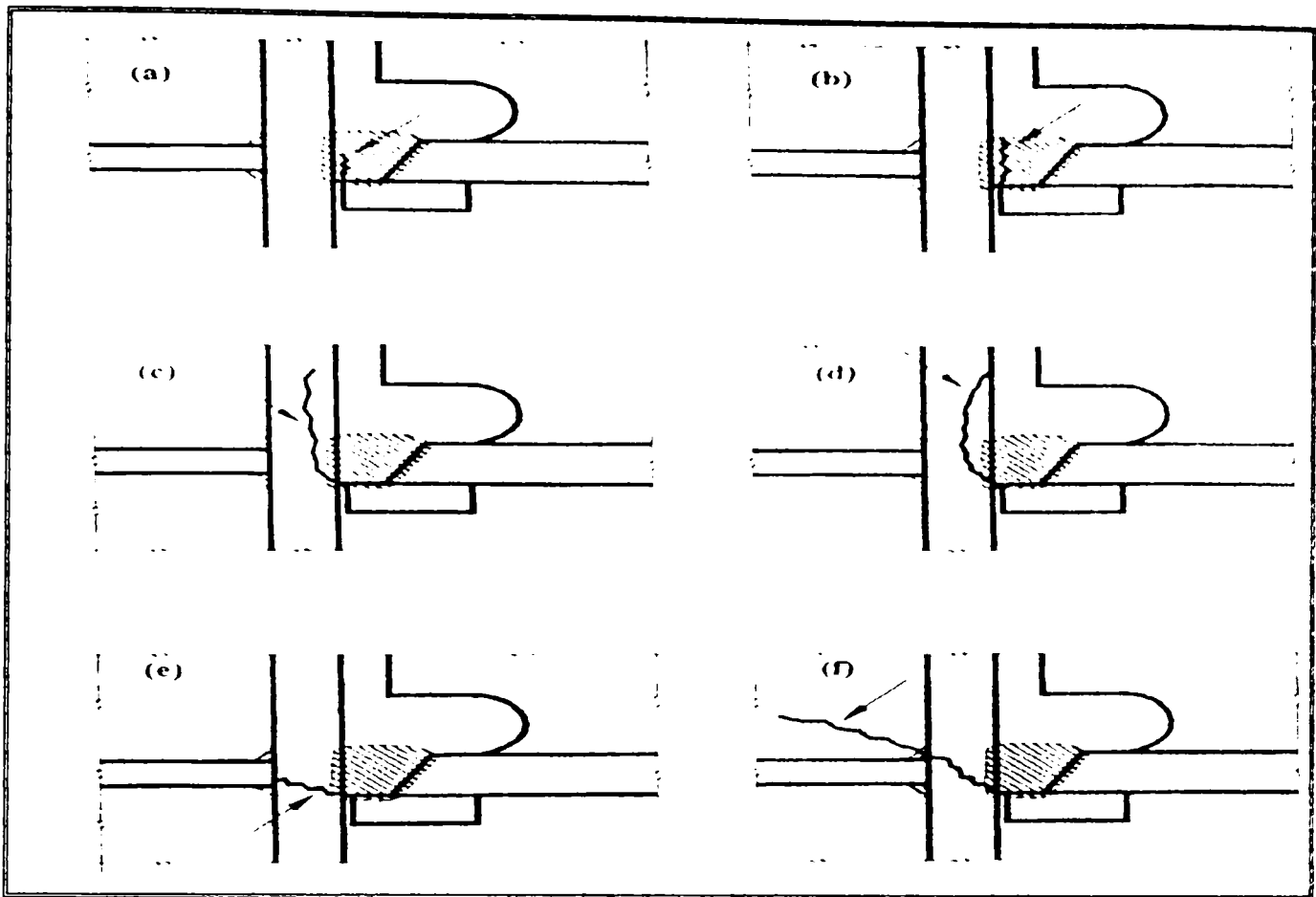


Fig. 1.8 Avarii tipice la prindere grinda-stalp in cazul seismului din Northridge [16]

Fig. 1.8 Typical fractures observed in the Northridge earthquake [16]

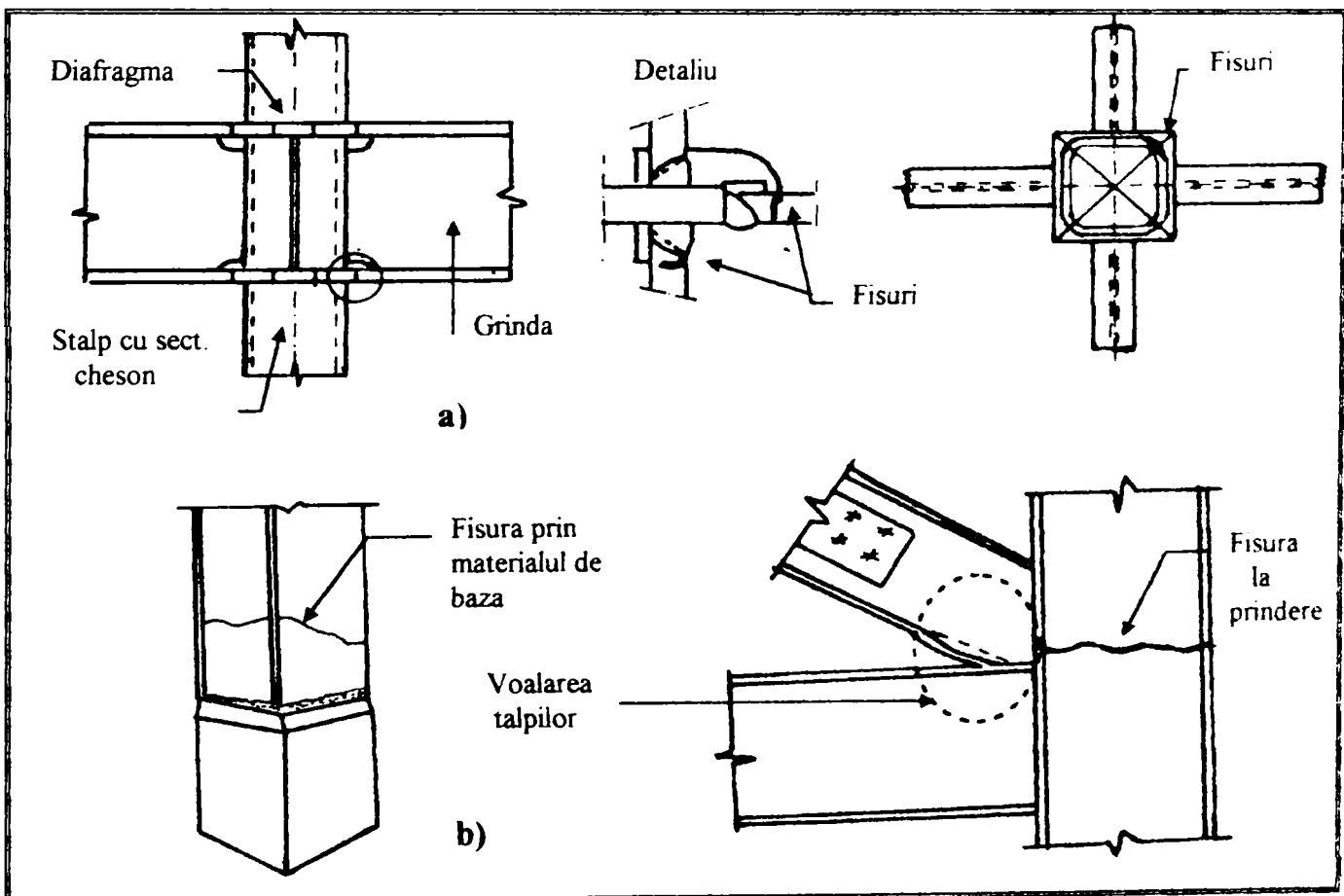


Fig. 1.9 a) Prindere grinda-stalp, sudata, folosita in Japonia, b) Avarii tipice din Kobe [18,19]

Fig. 1.9 a) Typical welded connection used in Japan, b) Typical fractures from Kobe [18,19]

Trebuie semnalat faptul ca la Northridge cedarile casante s-au produs prematur, structura inca lucrând in domeniul elastic, grinzile neavând capacitate de dezvoltare a deformatiilor plastice. Spre deosebire la Kobe talpile grinzilor au atans zona de ecrusare²⁰

Din analiza modului de comportare global al sistemului structural si a tipurilor de avarie, seismele de langa sursa au impus urmatoarele aspecte²¹:

- Importanta componentei verticale a miscarii terenului, luand in considerare posibilitatile reduse de deformare plastica dupa deplasari verticale si absenta amortizarii verticale. Deasemenea se pot amplifica fenomenele de ordinul II.
- Vulnerabilitatea structurilor cu perioada de vibratie medie si mare datorita caracterului impulsiv care creaza cerinte de ductilitate mare.
- Datorita vitezei mari se atinge repede limita de curgere ceea ce inseamna reducerea semnificativa a ductilitatii dispuse. Se remarca necesitatea determinarea ductilitatii in functie de viteza.
- Caracterul impulsiv creaza avarii serioase si deplasari foarte mari, in acelasi timp introducand influenta modurilor superioare de oscilatie (modul II, III).

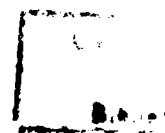
Pe de alta parte repetitivitatea avariilor aparute la constructii moderne considerate bine calculate a semnalat urmatoarele probleme:

- deficientele codurilor actuale;
- deficientele detaliilor constructive;
- deficientele tehnologiei de executie;
- lipsa controlului calitatii materialelor;
- efectul conditiilor locale si necesitatea luarea in considerare a interactiunii sol-fundatii-structura.

1.5 Scopul lucrarii.

Experienta dobandita din seismele recente a confirmat ca ductilitatea constituie "cheia" pentru supravietuirea constructiilor in cazul seismelor severe, care depasesc actiunile prevazute in standarde antiseismice. Pe de alta parte pentru minimizarea avariilor este necesar controlul ductilitatii si a modului de cedare a structurii. In prezent, proiectarea structurilor metalice solicitate la actiunile seismice cu asigurare simultana a cerintelor de **rezistenta-stabilitate-rigiditate si cu precadere de ductilitate** reprezinta una din cele mai actuale probleme, insa acest ultim aspect nu este foarte bine precizat in cadrul codurilor moderne.

Notiunea de ductilitate a fost introdusa in anii '60 dupa studiile lui *Housner* (1956, 1959), fiind o proprietate de baza a structurilor antiseismice definita prin multe modalitati des interpretate insuficient sau gresit, cautandu-si inca definirea si implementarea ei cantitativa in procesul de proiectare a structurilor antiseismice. Chiar si in tarile cu seismicitate limitata se cer tot mai mult masuri pentru prevenire a efectelor cutremurelor²². Pana in prezent, numai definitia metalurgica a otelului a fost introdusa in coduri, neexistand o definitie inginereasca legata de sistemele structurale, care sa caracterizeze problemele de ductilitate. La ora actuala nu exista normative care sa explice concret modul de calcul si de verificare cantitativa, atat a ductilitatii locale cat si a celei globale. Acest lucru se datoreaza in primul rand faptului ca se adopta diferite definitii pentru starea ultima si starea limita de curgere²³; de asemenea se datoreaza unor greseli conceptuale cauzate de neglijenta unor factori de comportare mecanica a materialului si a structurii precum si a unor greseli de modelare si de calcul. Pentru definirea corecta a ductilitatii si corelarea ei cu comportarea reala a sistemului structural este nevoie de determinarea cat mai reala a criteriilor de colaps, precum si a nivelelor de performanta a structurii.



Implementarea metodei capacitatii de rezistenta^{24,25} impune ca verificarile sa se faca in egala masura atat la rezistenta-stabilitate-rigiditate cat si la ductilitate. Considerand EC8²⁶, EC3²⁷ verificarile de ductilitate se pot face in doua modalitati²⁸:

- fie prin factorul de comportare, q , in EC8.
- fie prin calculul capacitatii de rotire a grinzilor si stalpilor, in EC3.

Prima metoda, contine deficiente pe de parte datorita incertitudinilor in estimarea factorului de comportare si pe de alta parte datorita clasificarii gresite a sectiunilor in EC3. Cea de-a doua este foarte convenabila dar, in EC3, nu se descrie modul de calcul^{28,29}. Prin urmare trebuie dezvoltate metode simple pentru calculul capacitatii de rotire²⁸, tinind cont de toti factori care influenteaza ductilitatea.

Din seismele recente, Northridge si Kobe, s-a observat ca majoritatea cedarilor casante la prinderile sudate ale cadrelor de incovoiere s-au produs la fata stalpului^{16,19,30}. Prin urmare realizarea conceptului **stalp puternic-grinda slaba**, care permite dezvoltarea articulatiilor plastice departe de nod, nu s-a obtinut datorita nerezolvarii corecte a prinderii grind-stalp precum si datorita conlucrarii grinzii cu plaseul din beton.

Avand in vedere cele expuse anterior, scopul cercetarilor efectuate in cadrul lucrarii de doctorat este urmatorul:

1. de a prezenta, in primul rand, principalele probleme teoretice referitoare la toate nivelele de ductilitate, material-sectiune-element-imbinare-cadru, pentru elucidarea si detalierea lor;
2. de a permite o fundamentare mai corecta a prevederilor din normative privind ductilitatea locala, un aspect insuficient clarificat;
3. de a studia influenta principalelor parametri asupra ductilitatii locale a grinzilor.
4. de a studia influenta principalelor parametri asupra ductilitatii locale a stalpilor.
5. de a stabili relatii de calcul simplificate pentru determinarea ductilitatii locale capabile in functie de factori care o influenteaza;
6. de a stabili principiile de calcul si de dimensionare ale grinzilor cu talpi reduse (conceptul "dogbone") precum si ale grinzilor cu rigidizari suplimentare (conceptul solidarizarii).
7. de a studia influenta principalilor parametri asupra ductilitatii locale a grinzilor "dogbone", precum si a grinzilor cu rigidizari suplimentare;
8. de a studia ductilitatea cadrelor necontravantuite, luand in considerare interactiunea intre ductilitatea locala si cea globala precum si influenta diferitelor tipuri de miscare seismica;
9. de a studia efectul conformarii asupra ductilitatii globale cadrelor necontravantuite;
10. de a intocmi un cadru coerent de verificare-asigurare a ductilitatii;
11. de a elabora o metodologie de calcul a ductilitatii, care sa poata fi folosita in practica de proiectare, luand in considerare comportarea elementelor si conditiile de incarcare.

In cadrul lucrarii se considera ca nodul este rigid nu disipeaza energia indusa de seism, precum si faptul ca acesta dispune de suficienta rezistenta si ductilitate permitand disiparea energiei numai la elementele componente ale cadrului. Prin urmare, in acest studiu se considera ca elemente disipative grinzile si stalpii.

1.6 Principiile de baza ale proiectarii antiseismice

1.6.1 Conceptul de calcul antiseismic

Miscarea terenului datorita unui cutremur provoaca in structura o miscare spatiala relativ rapida; structura excitata executa o miscare fortata. In sistem intra energia cinetica, sub forma de deformare elastica, care se transforma succesiv de la cinetica la potentiala pana cand se disipeaza sub forma de energie termica, datorita mecanismului de amortizare vascoasa si

histeretica. Prin urmare fortele inertiiale generate de evenimentul seismic pot fi preluate de catre structura in doua modalitati:

- prin forte mari de revenire (elastice) si vibratia ei in domeniul elastic.
- prin forte elastice mai mici si exploatarea capacitatii de deformare postelastica a sistemului, cu conditia ca structura sa fie inzeestrata cu aceasta capacitate, iar terenul sa nu cedeze inaintea structurii.

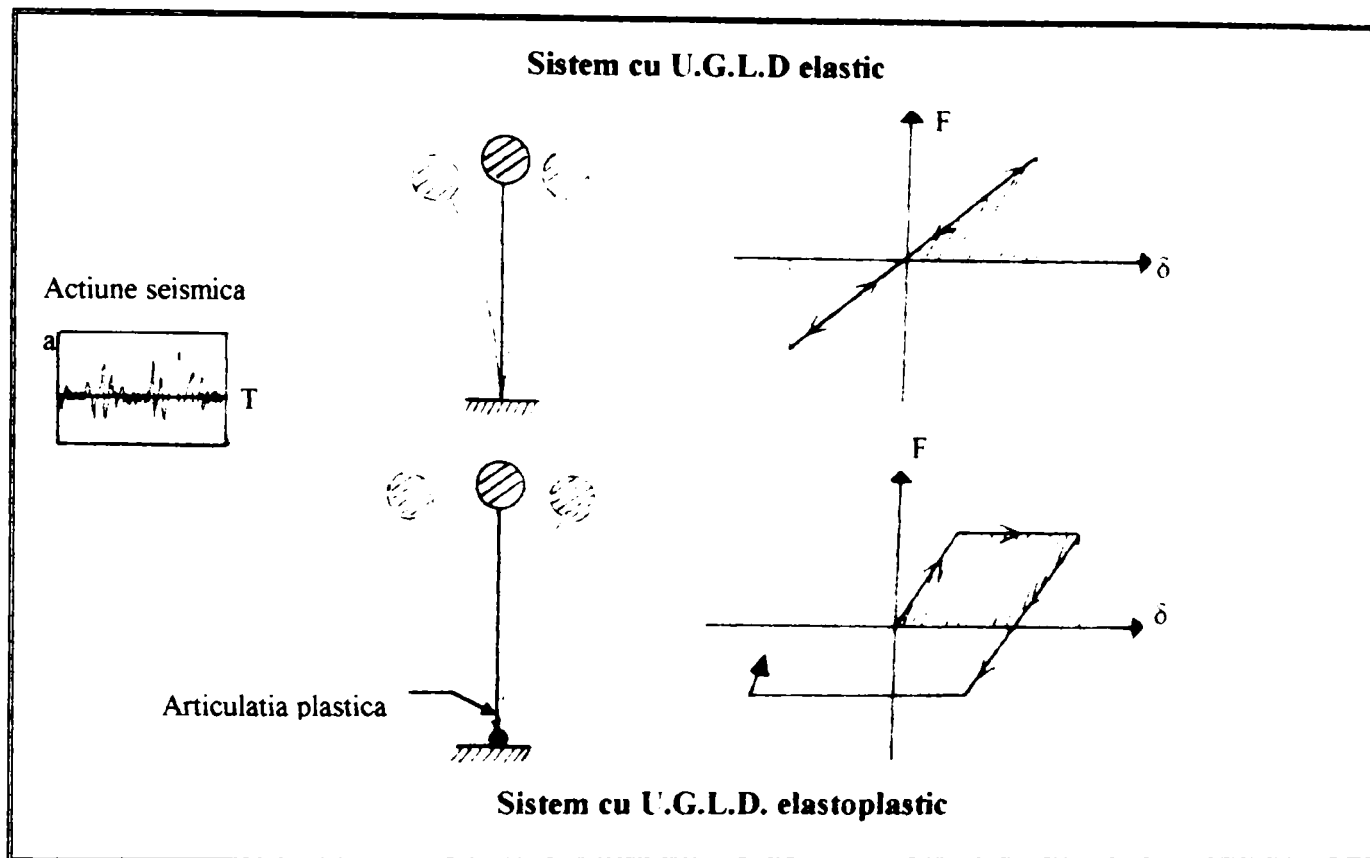


Fig. 1.10 Raspunsul seismic al sistemului cu UGLD

Fig.1.10 Structural response of SDOF

Structura este capabila sa inmagazineze cantitati mari de energia potentiala sub forma de deformatii in stadiul plastic al comportarii materialului. Aceasta proprietate a sistemului de a se deforma plastic, fara o reducere importanta a rezistentei, se numeste ductilitate. Ca atare, conceptul antiseismic consta in disiparea energiei induse de seism in structura, prin dezvoltarea in anumite zone ale structurii, a deformatiilor plastice denumite articulatii plastice obtinindu-se in acest fel un mecanism controlat, pe cat posibil, de comportare inelastica. Aceste articulatii plastice nu seamana cu articulatiile plastice conventionale; se considera ca impart elementul in doua segmente, care se roteste liber unul fata de celalalt cand pe ele actioneaza momentul plastic, M_p . Totusi, deformatiile plastice inseamna automat avarii, care pot fi admise sau nu, in functie de importanta constructiei. Evident nivelul de avarie trebuie corelat cu nivelul ductilitatii pentru minimizarea cheltuielilor de reparatie, produse de indeplinirea conditiilor de ductilitate necesara.

Inginerul proiectant in cadrul unei proiectari antiseismice are posibilitate de a opta pentru doua variante :

1. Sa dimensioneze elementele componente cu forte seismice mici, exploatandu-se capacitatea elementelor de comportare postelastica, totodata admitand avariarea lor si costul suplimentar de remediere, dupa un cutremur sever.
2. Sa dimensioneze elementele structurii cu forte seismice mari rezultand elemente care lucreaza in domeniul elastic. Din acest punct de vedere costul constructiilor creste iar avariile posibile dupa un cutremur puternic, sunt mici.

Avand in vedere incertitudinile legate de admiterea acestor plastificari, ca timp, loc si evolutie, evident este absolut necesar controlul modului de cedare precum si distribuirea corecta a ductilitatii pe intreaga structura, pentru a se evita formarea mecanismelor cinematice locale sau globale neprevazute^{7,31}.

Filozofia moderna de proiectare antiseismica se bazeaza pe dezvoltarea unui mecanism de disipare a energiei induse, cu ajutorul **ierarhizarii capacitatilor de rezistenta ale elementelor care fac parte dintr-o structura**. Acest procedeu este universal recunoscut^{5,22} si exploatat in special in cazul cadrelor de incovoiere ductile, care reprezinta prima linie de aparare impotriva solicitarilor seismice severe. Prin ierarhizarea elementelor se intelege crearea unui lant de colaps predeterminat in care formarea articulatiilor plastice se petrece la grinzi si nu la stalpi care reprezinta elementele vitale unei structurii impotriva colapsului integral. Pentru a obtine un asemenea mecanism se utilizeaza **metoda capacitatii de rezistenta**. Aceasta a fost dezvoltata si aplicata inca din anii '80 in Noua Zeelanda de catre **T.Paulay**, initial pentru structuri din beton armat totusi se preteaza foarte bine si in cazul structurilor metalice. **Bazele acestei metode reflecta de fapt strategia de proiectare a cadrelor ductile si consta in urmatoarele aspecte²²:**

- Limitarea eforturilor.
- Stabilirea zonelor potentiale pentru disiparea energiei.
- Protejarea zonelor suprasolicitate impotriva ruperilor casante.
- Comportarea ductila a structurilor de rezistenta.

Scopul primordial este formarea unui mecanism global de cedare care sa disipeze cat mai multa energie si evitarea pe cat posibil a formarii unui mecanism de etaj, caracterizat prin consum energetic redus, sau a doua articulatii plastice pe stalp (Fig. 1.11). Acest lucru se realizeaza prin aplicarea conceptului **stalp puternic-grinda slaba, SP-GS**.

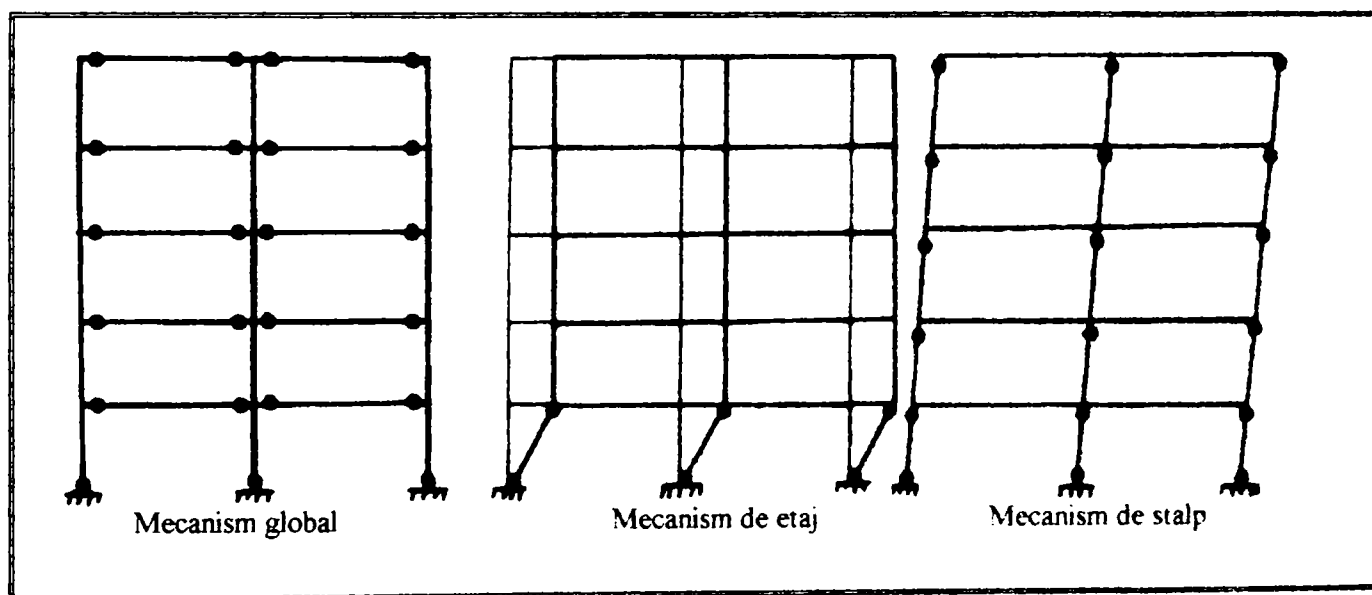


Fig. 1.11 Tipuri de mecanisme de cedare

Fig. 1.11 Types of collapse mechanisms

Problema selectarii zonelor corespunzatoare de disipare pentru formarea mecanismului global necesita definirea elementelor disipative si a elementelor nedisipative. Elementele nedisipative, care nu absorb energie se proiecteaza avand suficienta suparezistenta, permitand totodata elementelor disipative sa ajunga primele la curgerea ciclica absorband o mare parte a energiei induse de seism. Prin urmare primele trebuie sa ramana in domeniul elastic iar ultimele trebuie sa lucreze in domeniul plastic. Sub alt aspect, dimensionarea elementelor nedisipative se face la intreaga "capacitate" de curgere si de ecrusare a zonelor disipative³². In cazul cadrelor de incovoiere, aplicarea metodei capacitatii de rezistenta conduce la conceptul de stalp puternic-grinda slaba. Se considera ca grinzele ating mai repede

starea ultima fata de stalp prevenindu-se in acest fel instabilitatea globala a structurii datorita cedarii stalpilor, iar pe de alta parte se consuma energie indusa prin formarea articulatiilor plastice la capatele grinzilor(mecanism global). Din analiza statistica a unui numar mare de cadre se subliniaza importanta deosebita a metodei capacitatii de rezistenta³³.

Codurile moderne, EC8, U.B.C, A.I.J., cer satisfacerea unor criterii simple de ierarhizare care asigura prevenirea mecanismului de etaj dar nu permit dezvoltarea completa a mecanismului global^{7,34}. Se propun noi metode pentru controlul modului de cedare⁷. Mecanismul de disipare a energiei este cunoscut si stabilit univoc in cazul metodei proiectarii capacitatii de rezistenta. Ca atare aceasta metoda trebuie sa fie insotita si de un calcul cu scopul de a controla riscul de a depasi ductilitatea capabila a structurii. Deci este evident ca, pentru asigurarea dezvoltarii mecanismului global de cedare, este indispensabila verificarea ductilitatii locale.

1.6.2 Conditii de performanta structurala

In cazul proiectarii antiseismice, si de fapt a oricarei proiectari, baza si pasul decisiv este evaluarea corecta a fortelor seismice care solicita structura. Datorita naturii cutremurelui, actiunile seismice reale se pot estima foarte greu. Totusi chiar daca fortele sunt cunoscute, dimensionarea structurilor, exceptandu-le pe cele de importanta majora, ar fi neeconomica in stadiul elastic. Pe de alta parte numarul mare de parametrii care influenteaza raspunsul dinamic al structurii introduc o serie de incertitudini, ceea ce ingreuneaza stabilirea performantelor sistemului structural. In general se pot defini doua nivele de performanta in functie de modul de comportare a sistemului structural:

- a) **Structuri cu performanta ridicata**, pentru care proiectarea lor necesita controlul conditiilor de rezistenta si rigiditate in domeniul elastic. Aceste structuri nu trebuie avariate in cazul seismelor severe(cazul structurilor de mare importanta, poduri, centrale nucleare, etc)
- b) **Structuri cu performanta normala**, pentru care proiectarea lor necesita controlul comportarii inelastice, prin verificarea capacitacilor de rezistenta-rigiditate si in special ductilitate. Obiectivul este prevenirea colapsului, totodata incercandu-se sa se limiteze avariile produse inevitabil.

Prin urmare, alegerea nivelului de performanta se stabileste in functie de importanta constructiei si de beneficiarul acesteia. Pentru structuri obisnuite problema majora care se pune este definirea nivelului acceptabil de avarie in functie de energia indusa.

In cazul stucturilor amplasate intr-o zona seismica activa, dupa un seism pot fi identificate urmatoarele cazuri: constructiile pot suferi **nici-o avarie, avarii minore , avarii majore, sau colaps integral**. Tipul avariei este dependent de intensitatea seismului. Cutremurile de mica intensitate intervin mai frecvent, cele de intensitate medie mai putin frecvent si cele de intensitate mare foarte rar. Prin urmare o constructie are o posibilitate mare ca in viata ei sa fie solicitata la un cutremur de mica intensitate, de mai multe ori, iar cu cat creste intensitatea seismica, se reduce probabilitatea de a fi solicitata de mai multe ori in viata ei. Se recunoaste ca pentru definirea nivelului de avarie este nevoie de elaborare a mai multor stari limita, atat pentru elemente portante cat si pentru cele neportante^{35,36}. In ultimul timp,aceasta tema reprezinta un subiect activ de dezbatere. Unii autorii propun 4 nivele de performanta³⁶, iar altii propun 3 nivele de performanta structurala³⁶.

In contextul proiectarii performantelor structurale pe mai multe nivele se propune³⁶ (Fig.1.12):

1. **Starea limita de serviciu** (fully operational), in care atat elementele structurale cat si cele nestructurale lucreaza in domeniul elastic. Se admit avarii nesemnificative.

2. **Starea limita de functionalitate**(operational), in care structura ramine in stadiul elastic iar elementele nestructurale intra in stadiul elastoplastic. Se admit avarii minore la elemente nestructurale, dar functionarea constructiei continua.
3. **Starea limita de deteriorare**(life safety), in care structura lucreaza in domeniul plastic, s-au format articulatiile plastice, iar elementele nestructurale sunt scoase din serviciu. Avariile sunt importante dar reparabile, iar vietile umane sunt protejate.
4. **Starea limita de colaps**(near colaps), in care structura s-a transformat intr-un mecanism plastic, suferind avarii serioase, dar se evita colapsul.

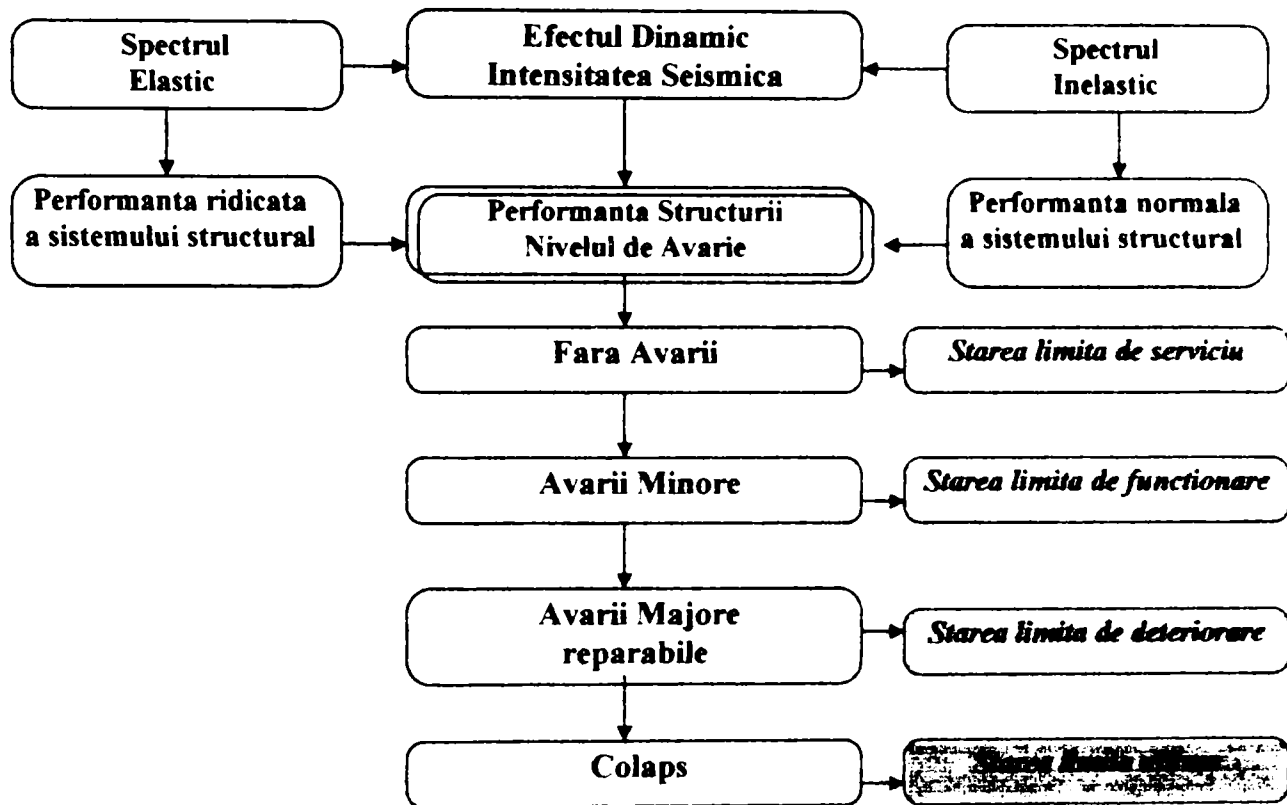


Fig. 1.12 Conceptul de performanta structurala
Fig. 1.12 The structural performance concept

In cadrul proiectarii legatura intre nivelul de avarie si performanta structurala se realizeaza

- In cazul constructiilor care se vor proiecta, este necesara definirea acceleratiilor de calcul pentru fiecare nivel precum si al deplasarilor si capacitatilor de rotire a articulatiilor plastice.
- In cazul constructiilor existente, performantele fiecarui nivel se stabilesc in functie de comportarea structurii .

Pentru ca in cazul proiectarii curente este foarte dificila verificarea tuturor conditiilor se propun 3 nivele de performanta³⁵: starea limita de serviciu, starea limita de deteriorare, starea limita ultima. Logica si ordinea atat a metodei propuse pe 4 nivele cat si a celei pe 3 nivele de performanta sunt deja recunoscute, totusi majoritatea codurilor folosesc 2 stari limita sau chiar una. In contextul folosirii conceptului de performanta pe mai multe nivele, este necesar ca proiectantul sa stabileasca impreuna cu beneficiarul criteriile de performanta a constructiei. Trebuie luata in considerare atat criteriile structurale cat si cele tehnico economice (costul, timpul de executie, siguranta, durabilitatea, intretinerea si reparatiile dupa un eveniment seismic). Materialele, conditiile de incarcare, conformarea, metodele de analiza structurala si de proiectare se aleg de catre proiectant avand in vedere obiectivele impuse, totodata asigurand un minimum de siguranta impusa de norme. Pe de alta parte, normele de proiectare trebuie sa dea proiectantului libertate, oferandu-i diferite modele de incarcare seismica, stari limita de performanta, metode de analiza si de proiectare de exactitate diferita.

1.6.3 Parametrii de influenta a miscarii terenului si conditiilor locale

Natura complexa a seismului necesita implicarea mai multor specialitati, **seismologie-geologie-geotehnica-dinamica**, pentru a putea obtine o baza de date, care ar ajuta la evaluarea cat mai reala a actiunilor seismice si ca atare, a raspunsului sistemului structural. O serie de factori de natura diferita afecteaza fenomenul seismului, incepand din geneza lui trecand la stadiul de evolutie si propagare pana cand efectele lui distrugatoare ataca mediul construit. Ele se pot clasifica in 4 categorii²¹: **caracteristicile sursei, efectele datorita mediului de propagare, efectele conditiilor locale, efectele structurale**. In tabelul 2 se detaliaza pe scurt cele 4 categorii precum si efectele lor, directe-indirecte, asupra ductilitatii

Tabel 1.2. Factori de influenta a miscarii terenului si conditiilor locale

Table 1.2. Factors influencing ground motions and local conditions

CARACTERISTICIALE SURSEI		
Tipul seismului	<ul style="list-style-type: none"> • Interplate • Intraplate • Normal, thrust, Strike slip 	Tipul seismului introduce caracteristicile generale ale miscarii care afecteaza ductilitatea structurala
Descompunere spatiala	<ul style="list-style-type: none"> • Adincimea focarului • Aria rupturii • Directivitate 	In functie de adincimea focarului si fenomenul directivitatii se pot crea exigente mari de ductilitate
Magnitudinea	<ul style="list-style-type: none"> • Seismicitate redusa • Seismicitate medie • Seismicitate pronuntata 	M_L Magnitudinea locala in hipocentru M_s Magnitudinea determinata la suprafata
Descompunera temporara	<ul style="list-style-type: none"> • Perioada de revenire • Durata rupturii 	In functie de perioada de revenire se poate defini si nivelul de ductilitate necesar unei structuri
EFECTUL MEDIULUI DE PROPAGARE		
Distanta amplasamentului sursei	<ul style="list-style-type: none"> • Distanța epicentrala de langa sursa • Distanța intermediara • Distanța mare 	Cele de langa sursa impun conditii de ductilitate mai severe pentru structurile rigide, fata de cele de distanta mare care afecteaza structurile flexibile.
Atenuarea miscarilor terenului	<ul style="list-style-type: none"> • Acceleratii orizontale, H • Acceleratii verticale, V • Raport V/H 	Cand acceleratiile verticale sunt predominante influenteaza drastic amortizarea si ductilitatea structurii
EFECTELE CONDITIILOR LOCALE		
Profilul local al solului	<ul style="list-style-type: none"> • Clasele solului: A, B, C 	In functie de profilul terenului se pot regla si cerintele de ductilitate unei structuri.
Raport a/v	<ul style="list-style-type: none"> • mic, mediu, mare 	Ductilitatea elementelor poate fi afectata de viteza cu care se aplica actiunile seismice
Perioada predominanta a terenului, T_g	<ul style="list-style-type: none"> • Perioada scurta, medie, lunga 	Poate crea fenomene de rezonanta
Durata, t_d	<ul style="list-style-type: none"> • scurta • medie • lunga 	Deformatiile plastice sunt afectate de durata de incarcare seismica, care in functie de teren poate creste sau scade
EFECTELE STRUCTURII		
Greutatea structurii	<ul style="list-style-type: none"> • Reducerea varfului acceleratiilor • Majorarea varfului acceleratiilor 	Datorita greutatii structurii terenul se supraincarca si schimba caracteristicile lui dinamice
Influenta constructiilor invecinate	<ul style="list-style-type: none"> • Modificarea miscarilor terenului 	Trebuie considerat terenul de desubt si structurile invecinate pentru impiedicarea ciocnirii constructiilor

1.6.4 Aspectele proiectarii sistemului structural

(i) Etapele proiectarii sistemului structural

Eforturile generate de actiunile seismice impun cerinte cu un caracter special. Din aceasta cauza, intregul **proces de conceptie-proiectare-executie** necesita explicitare tuturor factorilor implicati intr-o constructie amplasata in zona seismica. Cadrul conceptual al recomandarilor "Vision 2000"³⁷ se preteaza foarte bine la aceste cerinte, in conditii de economie si de securitate (Fig. 1.13).

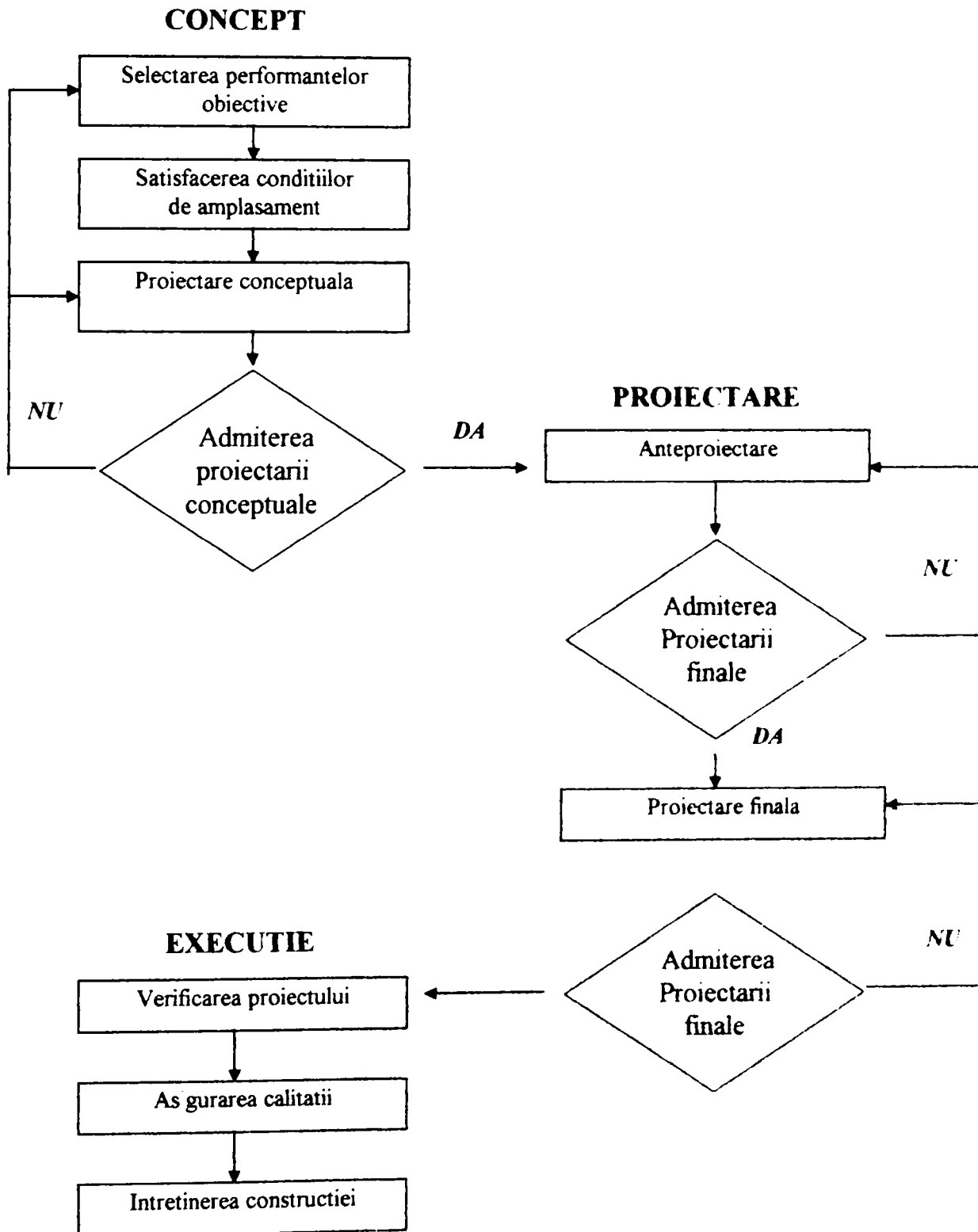


Fig. 1.13 Cadru conceptual de proiectare (SEAOC, Vision 2000) [37]

Fig. 1.13 Conceptual framework for performance-based design (SEAOC, Vision 2000)[37]

Aplicand principiile cadrului conceptual se incearca o detaliere strict referitoare la proiectarea structurii de rezistenta. Se disting urmatoarele etape:

1. **Conformarea structurii de rezistenta.**
2. **Anteproiectarea structurii de rezistenta.**
3. **Proiectarea finala a structurii de rezistenta.**
4. **Detalierea constructiva.**
5. **Executia.**

(ii) Conformarea structurii de rezistenta.

Conformarea corecta in plan si elevatie a structurii de rezistenta este primul pas si cel mai decisiv, care de altfel nu necesita nici-un calcul complex, pentru evitarea concentrarii energiei induse de seism in parti limitate ale structurii. Sistemul structural trebuie sa fie capabil sa dezvolte un mecanism global de disipare. Alcatuirea structurii de rezistenta trebuie sa fie cat mai **simplic, uniforma si simetrica**. Cu siguranta, acest lucru este dificil de obtinut datorita cerintelor arhitecturale, totusi aceste 3 proprietati enuntate anterior guverneaza proiectarea antiseismica, chiar daca fenomenul seismului este atat de complex. In general, principiile de conformare care trebuie respectate sunt: **regularitatea in plan si elevatie**.

Regularitatea pe verticala mentioneaza capacitatea structurii de a distribui uniform cerintele de ductilitate si ca atare, avariile comise in urma unui cutremur. Regularitatea in plan mentioneaza aparitia efectelor de torsiune. Prin urmare, acestea ar putea fi un termen de caracterizare a avarierii uniforme a sistemului structural⁶. Principiile de baza care pot servi pentru o conformare adecvata, sunt:

1. Elementele structurii, atat cele portante cat si cele neportante, sa fie cat mai usoare.
2. Elementele portante sa fie amplasate in plan cat mai simetric si pe cat posibil in perimetrul conturului constructiei, pentru a preveni producerea efectelor torsiunii.
3. Elementele portante sa fie amplasate pe verticala cat mai uniform si continuu obtinand in acest fel distribuirea uniforma a meselor, rezistentelor, rigiditatilor si a ductilitatii, evitand formarea mecanismelor de etaj.
4. Deformarea inelastica a structurii trebuie sa fie controlata printr-o detaliere adecvata care va asigura respectarea ierarhizarii elementelor si formarea articulatiilor plastice in locuri predeterminate in prealabil.
5. Structura de rezistenta trebuie sa aiba un numar mare de nedeterminare statica pentru prevenirea cedarii premature.
6. Alcatuirea structurii trebuie sa asigure in egala masura echilibrul intre rezistenta-rigiditate-ductilitate ale elementelor componente, imbinarilor si reazemelor.
7. Elementele nestructurale pot fi separate de elementele portante sau pot actiona impreuna. In primul caz aceasta se asigura prin intermediul unor legaturi elastice intre ele, iar in al doilea caz elementele nestructurale trebuie sa dispuna de suficiente capacitati de deformare laterala pentru evitarea avariilor in cazul seismelor frecvente de intensitate redusa.
8. Deschiderile mari ale structurilor antiseismice trebuie sa fie impartite in mai multe deschideri mici creand in acest fel mai multe zone de disipare a energiei induse precum si cresterea nedeterminarii statice.
9. Fundatia trebuie sa fie unitara pentru un tronson, iar tronsoanele trebuie sa fie legate realizand o cutie rigida. De asemenea rezistenta si rigiditatea structurii trebuie sa fie compatibila cu cea a infrastructurii (fundatia si terenul de fundare).
10. Aplicarea rostului seismic pentru prevenirea ciocnirii intre constructii invecinate, sau pentru separarea formelor complexe in plan.

(iii) Anteproiectare (Proiectarea preliminara) structurii de rezistenta

Dupa conformarea structurii, care se face mai mult cu ajutorul unor criterii calitative bazate pe simtul si experienta inginerului, urmeaza anteproiectarea care reprezinta o etapa de proiectare importanta, deoarece subevaluarea acesteia poate conduce la mai multe cicluri de reprojectare a elementelor. In principiu metodologia conventionala se bazeaza pe satisfacerea conditiilor de rezistenta si stabilitate. Totusi in majoritatea cazurilor proprietatile hotaritoare ale structurilor solicate la actiunile seismice sunt rigiditatea laterala si ductilitatea. In cadrul anteproiectarii se alege, in primul rand, modul de comportare a structurii de rezistenta, respectand regulile conformarii. In EC8 se definesc 2 tipuri de structuri : disipative (absorb energia seismica) si nedisipative (nu au capacitate de a absorbi energie). De asemenea aceasta etapa contine: **calculul perioadei structurii cu ajutorul metodelor aproximative, evaluarea fortelor seismice pentru diferite nivele de performanta, combinatiile critice ale incarcarilor, efecte posibile de torsiune, calculul ductilitatii necesare, predimensionarea fundatiilor si elementelor componente ale structurii de rezistenta.** Avand determinate elementele expuse mai sus se poate dezvolta modelul structural si se poate alege metoda de calcul, pasul decisiv pentru o proiectare finala cat mai reala.

(iv) Proiectare finala. Criterii de verificare la actiunile seismice

In cadrul proiectarii finale, in prima etapa se determina eforturile generate de actiunile seismice de proiectare cu ajutorul unei metode de calcul adecvate, in functie de alcatuirea structurii (tipul structurii, sectiunile folosite) si exactitatea dorita. A doua etapa reprezinta verificarea capacitacilor elementelor componente ale structurii care trebuie sa reziste fortelor interioare dezvoltate de evenimentul seismic. Metodele de analiza structurala se prezinta pe scurt in Tabelul 1.3.

Tabel 1.3. Metode de analiza structurala

Table 1.3. Structural analysis methods

METODA DE ANALIZA	MODELARE SEISMICA	DETALII
Metoda echivalenta statica	Spectru de calcul $F_i = M_i R_d(T)$	Tine cont de comportere inelastica prin intermediul factorului q si se bazeaza pe primul mod de vibrare
Metoda spectrala	Spectru de calcul $F_i = M_i R_d(T) \Rightarrow X_i$ $F_i = M_i R_d(T) \Rightarrow X_i$ $X = \sqrt{X_1^2 + X_2^2 + \dots + X_n^2}$	Calculeaza raspunsul dinamic prin suprapunerea raspunsului fiecarui mod de vibrare. Nu tine cont de deteriorarea rigiditatii structurii pe parcursul evolutiei procesului seismic.
Analiza push over	Incarcare statica monoton crescatoare pentru o anumita distributie a incarcarilor seismice	Este un procedeu neliniar static. Evalueaza capacitatea structurii de deformare plastica, dar negligeaza modurile de oscilatie superioare si fenomenele de rezonanta
Metoda biografica dinamica (Time history)	Accelerograme reale Accelerograme artificiale	Describe complet evolutia structurii pana la momentul prabusirii

Implementarea conceptului rezistentei laterale a structurii impreuna cu metoda capacitatii de rezistenta necesita urmatoarele verificari^{24,25}:

- **Verificare de rezistenta** \Rightarrow Starea limita de deteriorare³⁵ $\Rightarrow S_d \leq R_d$
- **Verificare de rigiditate** \Rightarrow Starea limiuta de serviciu $\Rightarrow \Delta_{max} \leq \Delta_{admis}$
- **Verificare de ductilitate** \Rightarrow Starea limita ultima $\Rightarrow \mu_{cap} \geq \mu_{nec}$ ($R_{cap} \geq R_{nec}$); $D \leq 0.40$ ³⁸

Metodologia actuala de calcul se bazeaza pe verificarile de rezistenta-stabilitate si rigiditate, neglijand verificarea directa, printr-o metoda de calcul, a ductilitatii. Verificarea de rezistenta si stabilitate, asociata starii limita ultime²² sau starii limita de deteriorare³⁵, asigura o comportare elastica sau o redistributie datorita deformatiilor plastice a structurii, in cazul unui cutremur sever. Verificarea de rigiditate, asociata starii limita de serviciu, asigura limitarea deplasarii structurii in cazul unui cutremur frecvent de mica intensitate, prevenind avariile elementelor nestructurale, totusi nu verifica deformatiile inelastice structurii de rezistenta. Sub alt context, se stie ca avariile seismice provin din deformatiile plastice excesive. Asadar, un mod de a controla deformatiile este operarea directa cu ele si nu cu fortele interioare. Datorita faptului ca deformatiile depind de biografia incarcarii, implicit de caracteristicile seismului, este dificila verificarea directa; totusi trebuie impusa verificarea indirecta a deformatiilor prin calculul capacitatilor de deformare inelastica a elementelor de rezistenta (verificarea ductilitatii).

- **Verificarea de rezistenta:** Scopul acestei verificari este:

a) Sa asigure ca, zonele disipative selectate au suficienta capacitate de rezistenta si pot dezvolta articulatii plastice, evitandu-se cedari premature sau de tip casant la stalpi sau grinzi. Comportarea inelastica a cadrelor este influentata de suprarezistenta lor proprie, survenita inevitabil, care trebuie tinuta in seama, in calculul. Factori de influenta care intervin in cazul verificarii de rezistenta: **(i) diferenta intre rezistenta de proiectare si rezistenta reala**, care de obicei este mai mare fata de cea prescrisa in norme. Aceasta poate conduce la o crestere a rezistentei sectiunii cu 20-30%²¹. **(ii) supradimensionarea elementelor**, inevitabila datorita profilelor laminate standardizate. Aceasta poate conduce la o crestere de 20%²¹. **(iii) efectul de ecruisare**, articulatiile plastice lucreaza in domeniul ecruisarii producandu-se o crestere a momentului cu 20-30%. **(iv) distributia momentelor**, produsa de formarea articulatiilor plastice, poate conduce la o variatie a momentelor plastice de proiectare in domeniu 0.8-1.30²¹. **(v) Efectul vitezei** produs de varfurile vitezei poate conduce la variatia capacitatii de incovoiere in domeniul de 1.50-2.0. **(vi) efectul elementelor nestructurale**, neluat in calcul.

b) Sa asigure ca zonele nedisipative raman in stadiul elastic, luand in considerare suprarezistenta zonelor disipative.

- **Verificarea de rigiditate:** In general, verificarile de rezistenta si stabilitate se considera hotaritoare pentru dimensionarea structurii. Totusi de mai multe ori, in cazul structurilor metalice, verificarea de rigiditate este cea decisiva. Aceasta verificare trebuie sa se efectueze in conformitate cu nivelele de performanta stabilite³⁶. Controlul ductilitatii se face prin folosirea deplasarii absolute, dar ea nu descrie avariile structurale comise la elemente nestructurale. Din aceasta cauza este obligatorie limitarea deplasarii relative intre etaje. Conform lui Bertero¹ verificarea rigiditatii este importanta: pentru intretinerea aspectului arhitectural in cazul cutremurelor moderate si evitarea avariilor elementelor nestructurale in cazul cutremurelor severe, pentru limitarea avariilor structurale si evitarea fenomenului de instabilitate (efect P- Δ), pentru evitarea disconfortului locatarilor la cutremurele minore sau moderate. Factori care influenteaza deplasarea structurii sunt urmasii: **(i) tipul cutremurelui**, in cazul seismelor de langa sursa efectul deplasarii este determinat de modul doi si trei a vibratiei, deplasarea relativa maxime fiind la ultimul etaj. In cazul seismelor de distanta mare efectul deplasarii este determinat de primul mod fundamental de vibratie **(ii) tipul structurii**, in cazul cadrelor de incovoiere deplasarea maxime apar la etajele

intermediare iar in cazul cadrelor contravantuite deplasările maxime apar la ultimele etaje (iii) perioada structurii T_s si a terenului T_g , care pot genera fenomene de rezonanta, (iv) tolerantele deformării elementelor nestructurale (avarii minore care se repara usor, avarii importante, avarii totale care necesita demolarea elementului).

• **Verificarea de ductilitate.** In cadrul verificării ductilitatii este necesara satisfacerea criteriului⁵⁵:

$$DUCTILITATE\ CAPABILA \geq DUCTILITATE\ NECESARA$$

Ductilitatea necesara a structurii, exprimata prin intermediul ductilitatii globale, este impusa de caracteristicile cutremurelui precum si de comportarea sistemului structural iar ductilitatea capabila, exprimata prin ductilitate locala, reprezinta capacitatea grinzilor, stalpilor de deformare postelastica. Avand in vedere interactiunea intre ductilitate locala si cea globala, se propune compararea acestor ductilitati⁴⁰. Pentru evaluarea ductilitatii globale trebuie sa se tina cont de urmasori factori: **sursa-conditiile locale—infrastructura- suprastructura**²¹. Pentru evaluarea ductilitatii locale trebuie luat in considerare urmasori factori: **material-sectiune transversala-element-imbinare**^{31,41}. Pentru calculul si verificarea ductilitatii se propun atat relatii exacte cat si relatii simplificate (Tabel 1.4.). Totusi in cadrul codurilor antiseismice nu se prescrie o metodologie directa de calcul care sa tina cont de toti factori de influenta a ductilitatii locale, globale.

Tabel 1. 4. Diferite relatii pentru calculul si verificarea ductilitatii
Table 1. 4. Different relations for ductility checking

METODE EXACTE	METODE APROXIMATIVE	VERIFICAREA DUCTILITATII
Pentru calculul ductilitatii locale: DUCTROT '95 ⁴² Pentru calculul ductilitatii globale: DRAIN-2D ⁴³ DRAIN-2DX DRAIN-3DX GLOBAL ⁴⁷	Pentru calculul ductilitatii locale: Se propun diferite relatii pentru calculul capacitatii de rotire, R (de ex. vezi Anexa IV). Pentru calculul ductilitatii globale: <ul style="list-style-type: none"> • Structuri cu perioada scurta $D_d = \frac{1}{2} (q^2 + 1)$ • Structuri cu perioada mare $D_d = q$ • Structuri multietajate⁴⁴: $D_d = 1 + \frac{2}{3} R$ • Structuri de tip hala parter⁴⁴: $D_d = 1 + \frac{2}{3} R$ 	Ductilitate capabila \geq Ductilitate necesara

(v) Detalierea constructiva. Executie

Prin detaliere se obtine capacitatea necesara de deformatie la incarcari ciclice prevenand cedari ale elementelor sau imbinarilor atat locale cat si globale. **Numai prin simplitatea lor se poate obtine o proiectare adecvata si o executie cat mai eficienta evitand schimbarile proiectelor finale pe santier datorita unor detalii greu de executat.** Majoritatea cedarilor din ultimele evenimente seismice s-au comis datorita deficientelor detalierei si executiei si nu a analizei structurale. Prin urmare este nevoie de elaborarea unor recomandari privind masurile constructive zonelor potentiale de disipare, tehnologiile de executie si asigurarea calitatii materialelor. De asemenea se propun inspectii periodice ale imbinarilor si dezvoltarea unor noi tipuri de prindere mai eficiente (prinderi semi-rigide, conceptul "dogbone")

1.6.5. Proiectarea cadrelor ductile necontravantuite

Cadrela de incovoiere sunt alcatuite, de obicei, din elemente liniare, rigle si stalpi, prinse rigid la nod, formand cadre transversale si longitudinale. Fortele seismice sunt preluate prin incovoiere iar energia indusa se poate disipa prin incovoiere ciclica. Rezistenta la actiunile seismice este asigurata de prinderile rigide intre grinda si stalp, care se opun solicitarilor seismice creandu-se, in acest fel, momente de incovoiere si eforturi de taiere la elementele componente si la nodurile cadrelor.

Un cadru este compus din 4 elemente de baza, Fig.1.14a: **grinda, stalp, zona de legatura intre grinda si stalp(panel zone), baza stalpului**. In general, cadrele solicitate la forte horizontale, dar si in cazul cand se tine cont efectul fortelor verticale, dezvoltam momente incovoietoare mari in grinzi, iar efectele eforturilor axiale si cele de taiere sunt mai putin importante(Fig.1.14b). De asemenea, la stalpi se dezvoltam momente mari si forte axiale, de compresiune sau intindere, semnificative datorita aparitiei momentelor de rasturnare la baza. In zona de prindere se dezvoltam momente incovoietoare mari precum si eforturi de forfecare datorita gradientului momentului, care trebuie luate in considerare in cazul dimensionarii acestor zone. In cazul cand si ia in considerare efectul fortelor gravitationale, marimea fortelor axiale creste, la stalpi, fenomenele de ordinul II($P-\Delta$) devenind importante, iar la grinzi se schimba distribuirea momentelor incovoietoare (Fig 1.14b).

Cadrela metalice de incovoiere se considera ca sunt sistemele cele mai ductile^{26,46}. Ele sunt foarte des folosite, in primul rand, in zone cu seismicitate pronuntata pentru ca dispun de un numar mare de zone disipative, localizate de regula pe grinzi langa prinderile grinda-stalp, iar in al doilea rand permit o flexibilitate arhitecturala in comparatie cu cadrele contravantuite. Raspunsul seismic al cadrelor ductile trebuie sa asigure ca imbinarile intre elementele componente dispun de suficienta rezistenta pentru a permite formarea mecanismului global, suficienta rigiditate pentru realizarea ipotezei ca nodul este rigid precum si o detaiere constructiva adecvata care sa permita dezvoltarea deformatiilor plastice mari ale elementelor cadrului. Disiparea energiei seismice prin deformatii inelastice se poate realiza in jurul nodului in una din urmatoarele zone:

- in grinda, in zona invecinata prinderii, predominant prin moment incovoietor.
- in panoul de legatura, prin forta taietoare.
- in stalpi la legatura cu panoul de legatura, prin moment incovoietor si forta axiala precum si la baza stalpului.

Proiectarea antiseismica, ductila, se bazeaza pe conceptul stalp puternic-grinda slaba (formarea articulatiilor plastice la capetele grinzilor si numai la baza stalpului) (Fig 1.14c). Pentru realizarea acestui concept se folosesc sectiuni care pot dezvolta articulatii plastice si au suficienta capacitate de rotire (sectiuni ductile^{26,27}, sau compacte^{45,49}). Se considera ca rezistenta la incovoiere a imbinarilor trebuie sa fie mai mare decat momentul plastic al grinzii^{26,45,46} sau momentului grinzii corespunzator rezistentei zonei de legatura^{45,46}. Rezistenta la forfecare necesara imbinarii trebuie sa fie evaluata tinand cont de actiunile transmise de forte gravitationale si considerand posibilitatea dezvoltarii articulatiilor plastice la capetele grinzilor. Pentru a elimina dezvoltarea articulatiilor plastice in stalpi trebuie sa se asigure ca in nod, suma momentelor plastice ale stalpilor sa fie mai mare decat suma momentelor plastice finale ale grinzilor, luind in considerare efectul zonei de ecrusare si variabilitatea accidentala a limitei de curgere a otelului (Fig.1.14c). Ca structura de rezistenta, cadrele de incovoiere pot fi folosite cu 20-25 etaje. Pot fi de asemenea folosite ca

un subsistem sau a unui sistem dual ca prima linie de disipare a energiei seismice. Datorita flexibilitatii mari, conditiile de deplasare sunt mai severe, in comparatie cu cadrele contravantuite rezultand elemente cu sectiuni mai mari. Conform UBC^{45,46}, cadrele pot fi de urmatoarele tipuri:

- Cadre obisnuite (Ordinary Moment Frames), care au capacitate portanta la nivel de a prelua incarcările din combinatiile seismice, dar nu sunt luate toate masurile pentru asigurarea ductilitatii locale-globale. Pot fi folosite atat prinderile rigide cat si cele semi-rigide
- Cadre speciale (Special Moment Frames), la care s-au luat toate masurile pentru asigurarea ductilitatii locale-globale. Prinderile la noduri sunt de tip rigid iar realizarea imbinarilor grinzilor de stalpi este prevazuta cu sudura in adancime pentru talpi, cu suruburi de inalta rezistenta pretensionate, sau cu sudura de colt pentru inima.

In EC8²⁶, nu se face o clasificare a cadrelor de diferite tipuri, dar printr-o analiza generala ele pot fi asimilate cu cadrele speciale⁴⁷. In cazul codului japonez⁴⁸, ductilitatea globala a cadrelor se asociaza cu raportul ductilitatii etajului (storey ductility ratio). Totusi, cadrele de incovoiere considerate invulnerabile cand au fost incercate in "laboratorul naturii", au demonstrat faptul ca pentru realizarea unei comportari ductile nu este suficienta numai detalierea constructiva si este necesar un calcul aferent care sa calculeze capacitatea de deformatie a elementelor pentru minimizarea avarierii lor.

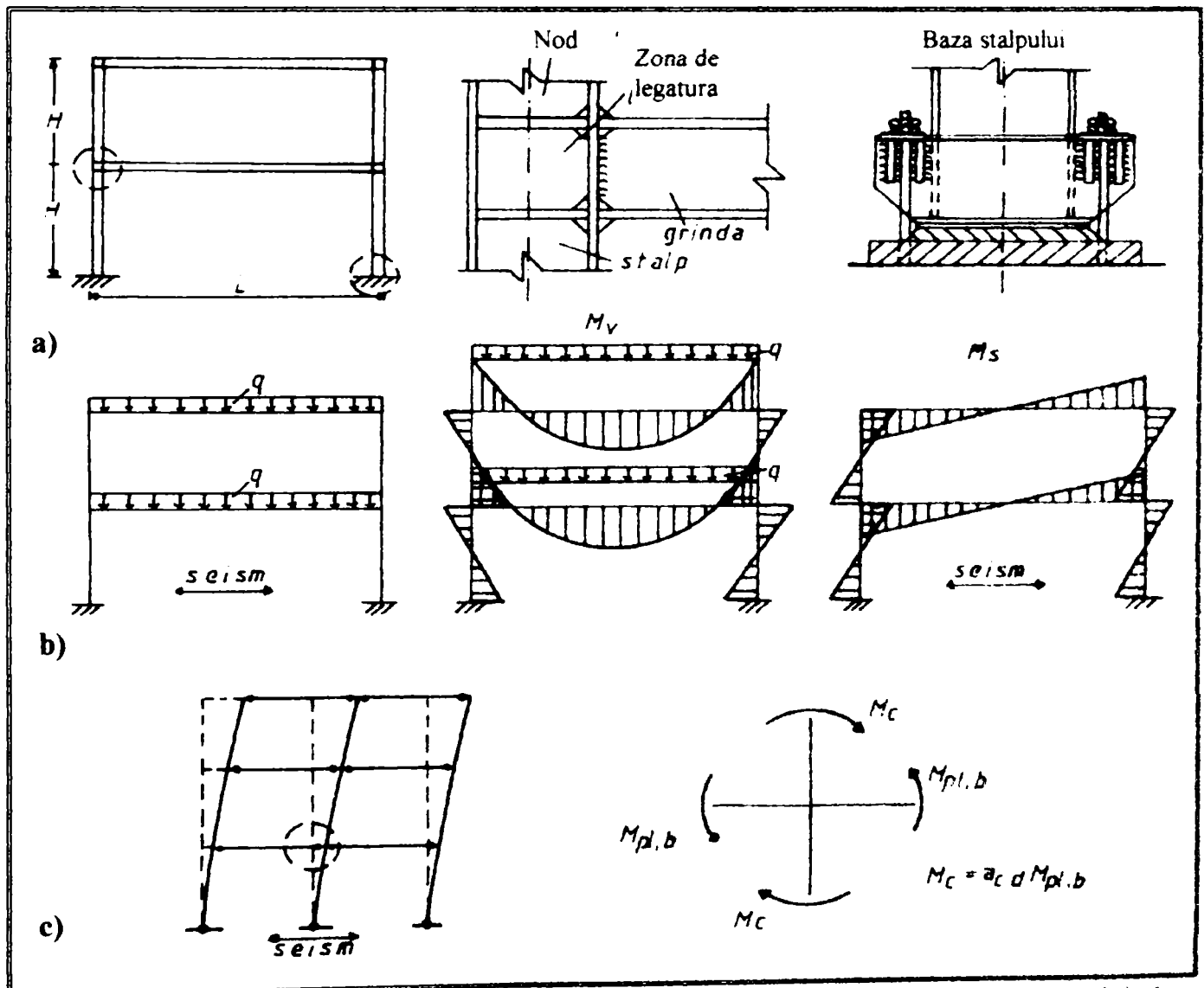


Fig. 1.14 Cadru ductil: a) Geometrie, Detalii, b) Diagrama de momente, c) Mecanism global
 Fig. 1.14 Ductile frame :a) Geometry, Details, b) Moment diagram, c) Global mechanism

Chap.1 INTRODUCTION. ACTUAL PROBLEMS OF THE ASEISMIC DESIGN

Summary

The need to construct is almost as old as humanity. From ancient times, people construct in order to protect their lives and their property. Seismic actions, which came unexpectedly, produced severe damages on the constructional environment. These actions which were extremely violent, unpredictable and unexplained, in ancient Greece, was assimilated with a deity called **Engelados**. Thus, it is necessary to define the nature of seismic action. "Earthquakes are very special types of natural hazard in the sense that they are very rare events of low-probability whose consequences, when they do occur, are very severe in terms of destruction and suffering". Therefore, the earthquake is an accidental phenomenon with an intensity direction and value previously unknown and the study of the structural response being difficult to be modeled. Taking into account that the characteristics of the ground motions are unknown, the unique solution to this problem is to be learned from the experience of past events, as well as, to conform structural systems in such a way as to obtain a controlled failure mode.

Generally, steel structures have a good performance under severe seismic loading conditions due to the enhanced ductility of the steel and the favourable ratio of mass / rigidity. The recent earthquakes of Mexico (1985), Northridge (1994), Kobe (1995) have seriously compromised the image of steel structures, especially the steel moment resisting frames, as the most suitable structural system for seismic resistant structures. However, the percentage of failures of steel structure, has always been very small as compared to the other constructional materials. Fig 1.1. From these recent earthquakes it can be observed that the human lives were mainly protected but there was a great economical loss was produced as compared with past earthquakes having a greater magnitude, Fig 1.2. It is interesting thought, to watch the evolution of the seismic design and especially on the ductility concept as introduced after a great earthquake, Fig 1.3. One can see that the structural ductility and the behaviour factor were introduced in the '60s, while in the '70s the capacity design concept was introduced. In the '80s we have the first regulations concerning the local and global ductility of steel structures, while in the '90s emphasis must be given on the correlation between ductility and damage models, the introduction of the dog-bone concept as well as the necessity of the direct determination of the ductility of steel members and joints.

It is universally recognized that the Balkan region is one of the highest seismic active area in the world. In the case of Greece severe earthquakes during the last years attacked urban areas changing the seismic codes successively (Kalamata 1986, Pyrgos 1993). This caused the feeling the image that it is too difficult to determine a zone with low seismicity (Kozani, Grevena, 1995) within the borders of this country. One can see that in Greek territory near-field seismic events are predominantly having an important vertical component, Fig 1.4c,d, Fig 1.5a,b. In case of Romanian territory two zones can be distinguished the Vrancea earthquake zone with typical far-field earthquakes and the Banat earthquake zone with near-field earthquakes, having the same characteristics as the Greek one, Fig 1.4b, 1.5e,f. One can see that the far-field earthquakes as compared to the near-field ones were activated only during the last 27 years, while in the period between 984-1949 the second was predominantly

activated, Fig 1.4 e, f. This event causes ambiguity in the Romanian code which can not take in to account the near field action.

The main lessons learned from the recent earthquake events are related to the important differences between the characteristics of earthquakes recorded on different distances from the source (near source vs. far source) as well as the incomplete understanding of the inelastic behaviour of beam-to-column joints in moment resisting frames, Fig 1.8, 1.9.

According to the new generation of seismic codes, EC-8, ECCS, a distinction between dissipative and non-dissipative structures is made. Dissipative structures are designed by allowing yielding to occur in predefined zones, during an earthquake, whereas non-dissipative structures must resist the most severe seismic motion within the elastic range. In this way the first design approach takes into account the inelastic capacity of the structure, leading to a more economic design of structure but having major damages after a severe earthquake. On the other hand second design leads to a more expensive design of structure but having minor damages after a severe earthquake. Regarding to the capacity design, by the proper increasing of the rigidity of columns, the formation of plastic hinges are assumed to be developed only at the beam ends and not at the column ends, defining the well-known strong column-weak beam concept. In this way, steel moment resisting frames failing in a global mode, global type mechanism, avoiding collapse mechanisms characterized by poor energy dissipation capacity, such as storey-mechanisms, column mechanism, Fig 1.11. So dissipative structures are designed to withstand severe earthquake ground motions by a proper combination of strength rigidity and ductility. But in current seismic codes only the direct checking of strength and rigidity are required, the ductility demands for obtaining the required energy dissipation capacity being ensured only by detailing rules. In this way the designer must be aware of the need to check the actual inelastic behaviour of the structure, as a function of member detailing, joint detailing and structure typology.

It is clear that the key for an efficient design is the structural ductility but the main problem is how the ductility can be ensured at the level of the element and joint, as well as, at the level of the whole structure. In this context, the aim of this thesis is to present and investigate the problems related to the ductility of steel moment resisting frames, as imposed after the Northridge and Kobe earthquakes, with particular emphasis to the local ductility, at the member level, and how this ductility can be improved, as well as, how local ductility interacts with the global ductility. The latter was investigated after considering different frame typologies and studying new conforming procedures, which control the ductility and failure mode. Some considerations concerning conditions ensuring the local and global ductility were made. A methodology for direct checking of the ductility was also proposed, taking into account the main factors which affect the ductility capacity.

ASPECTE GENERALE PRIVIND DUCTILITATEA

2.1 Definirea ductilitatii.

Initial notiunea de ductilitate a fost utilizata ca o caracteristica a materialului. Dupa studiile lui *Housner* (1956-1959) si lucrarile lui *Baker* in domeniul calculului plastic, conceptul ductilitatii a fost extins la nivelul structurii. In prezent ductilitatea este asociata cu proprietatile de rezistenta si rigiditate, in egala masura^{24,25}.

2.1.1 Notiunea si tipuri de ductilitate.

Ductilitatea in filozofia moderna de calcul al structurilor, poate fi privita in 2 moduri (Fig 2.1):

- **Ductilitate in conceptul proiectarii antiseismice**, caz in care, ea se foloseste ca o masura a energiei, indusa de actiunea seismica si disipata prin deformatii plastice. Permite reducerea fortelor seismice de proiectare si admite producerea unor avarii (deteriorari) controlate in cazul seismelor severe (Fig.2.1a). Ea este asociata deplasarilor si rotirilor elementelor componente ale structurii.
- **Ductilitatea in conceptul calculului in domeniul plastic**, caz in care ea defineste capacitatea unui element sau unui sistem structural de a se deforma plastic, inaintea ruperii, fara reducerea semnificativa a rezistentei. Permite cresterea fortei capabile limita si redistribuirea eforturilor sectionale, prin aparitia articulatiilor plastice, obtinand o comportare avantajoasa care conduce la exploatarea tuturor rezervelor structurii si la economisirea materialului (Fig.2.1b).

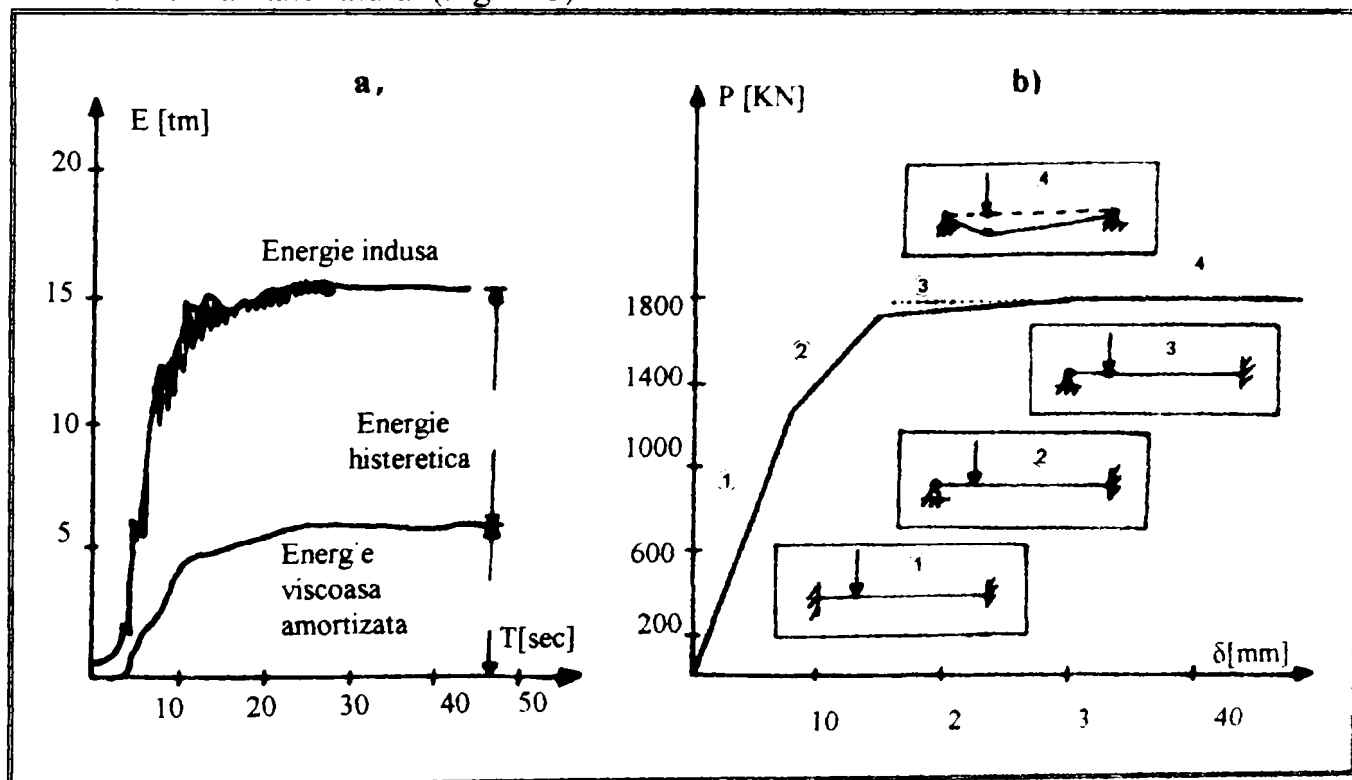


Fig 2.1 Conceptul ductilitatii in a) calcul antiseismic, b) calculul plastic
 Fig 2.1 Ductility concept on a) seismic design, b) plastic design

Cu ajutorul calculului plastic se poate estima limita capacității de rezistență a unui sistem structural, chestiune foarte importantă în procesul proiectării, cu ajutorul căreia se pot evalua capacitățile de rezistență și deformare care vor servi ca bază unui calcul antiseismic ductil. Când ductilitatea se referă la întreaga structură se numește **ductilitate globală**, iar când se referă la elementele componente (material-sețiune-element-îmbinare) poartă denumirea de **ductilitate locală**. În funcție de punctul de vedere adoptat, local sau global, și în funcție de modul de definire, respectiv tipul ductilității, rezultă valori numerice foarte diferite atât ca valoare cât și ca semnificație. **La baza diferitelor definiții, respectiv tipuri de ductilitate, se considera totdeauna cazul comportării monotone liniare elastoplastice ideale, chiar dacă comportarea reală se abate de la această ipoteză.** Din aceste considerente se creează confuzii și ambiguități referitor la problemele de ductilitate. Pe de altă parte, neputința definirii exacte a stării limită de curgere și stării limită ultime, echivalente unei comportări reale, îngreunează determinarea unei definiții universale recunoscute²³. Se definesc următoarele tipuri de ductilitate (Fig. 2.2):

- **Ductilitate de deformare specifică sau ductilitate de material.** Constituie baza comportării ductile a elementelor și structurilor; ea nu se utilizează direct în calculele uzuale. În cazul proiectării capacității de rezistență sau în domeniul plastic trebuie respectate anumite limitări, cu scopul ca deformările specifice să nu depășească o valoare limită (în EC3 $f_u/f_y \geq 1.20$).

$$\mu_\varepsilon = \varepsilon_u / \varepsilon_y \quad (2.1)$$

unde:

- ε_u - deformarea specifică ultimă a oțelului.
- ε_y - deformare specifică în momentul curgerii oțelului.

- **Ductilitate de secțiune sau ductilitate de curbura.** Se calculează numai analitic cu ajutorul unghiului de rotire a două secțiuni între care distanța este egală cu unitate.

$$\mu_\chi = \chi_u / \chi_y \quad (2.2)$$

unde:

- χ_u - curbura limită ultimă a secțiunii transversale.
- χ_y - curbura la care începe deformarea plastică a secțiunii transversale.

- **Ductilitatea de element sau ductilitate de rotire.**

$$\mu_\theta = \theta_u / \theta_y \quad (2.3)$$

unde:

- θ_p -rotirea plastică ultimă.
- θ_y - rotirea la care se formează prima articulație plastică.

Se calculează atât analitic, prin integrarea curburii, cât și experimental. Ține cont de deschiderea elementului, de condițiile de rezemare, precum și de condițiile de încărcare.

$$\theta = \int_0^l \chi ds \quad (2.4)$$

- **Ductilitata de deplasare sau ductilitatea structurala.**

$$\mu_{\delta} = \delta_u / \delta_y \quad (2.5)$$

unde:

δ_u - deplasarea ultima a structurii.

δ_y - deplasarea in momentul aparitiei primei articulatiei plastice

Ductilitatea structurala reprezinta suma deformatiilor inelastice ale tuturor zonelor plastice care se dezvolta in intreaga structura, ca atare depinde de ductilitate locala exprimata prin ductilitate de rotire sau ductilitate de curbura. Se poate calcula atat analitic prin integrarea rotirilor cat si experimental.

$$\delta = \int_0^l \theta ds \quad (2.6)$$

Ductilitatea de deplasare s-a folosit pentru construirea spectrelor de proiectare cu ajutorul metodei *Newmark-Hall*. In general, diferitele tipuri de ductilitate au alt ordin de marime, la care:

$$\mu_{\delta} < \mu_u < \mu_{\gamma} \quad (2.7)$$

- **Ductilitatea energetica sau ductilitate globala.**

$$\mu_E = E_{us} / E_y \quad (2.8)$$

unde:

E_u -Energia histeretica ultima.

E_y -Energie corespunzatoare formarii primei articulatiei plastice.

Utilizarea acestui tip de ductilitate este dificila pentru practica de proiectare datorita greutatilor evaluarii energiei histeretice presupune introducerea si alegerea modelelor histeretice³⁸.

Conform conceptului metodei capacitatii de rezistenta apare nevoia de definire a notiunilor de ductilitate capabila si cea necesara, pentru care²¹:

- **Ductilitatea capabila**, rezulta din comportarea structurii, luand in considerare proprietatile materialelor folosite, conformarea ei, dimensiunile sectiunilor transversale, incarcari verticale etc.
- **Ductilitatea necesara**, este impusa de actiunile seismice si de toti parametri care le influenteaza: magnitudinea, caracteristicile miscarii terenului, numarul de cicluri in domeniul plastic, starea de rezistenta si rigiditate in care se afla structura de rezistenta afectata de evenimentele seismice anterioare.

2.1.2 Ductilitatea in domeniul calculului plastic

Dezvoltarea calculului plastic a permis utilizarea metodei stari limita in practica de proiectare atat in domeniul plastic (EC3, LRFD, etc) cat si in calculul antiseismic (EC8). In cadrul acesteia se admite ca in momentul atingerii valorii de curgere, M_u , la capetele elementelor se formeaza asa numitele "articulatiile plastice". Comportarea plastica a structurii depinde de redistribuirea eforturilor sectionale (Fig. 2.1b).

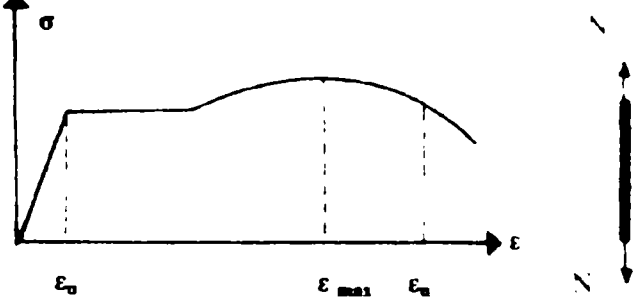
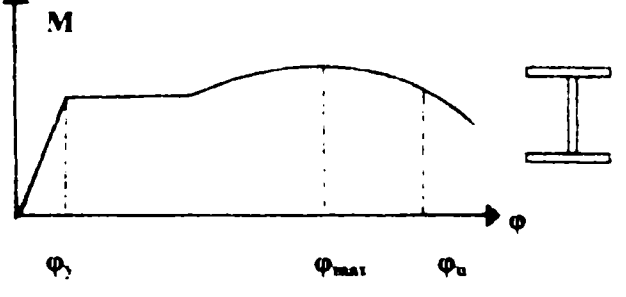
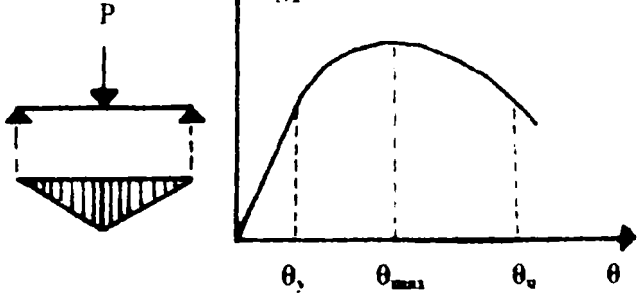
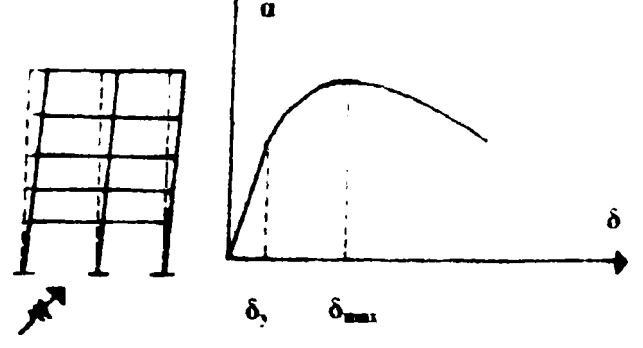
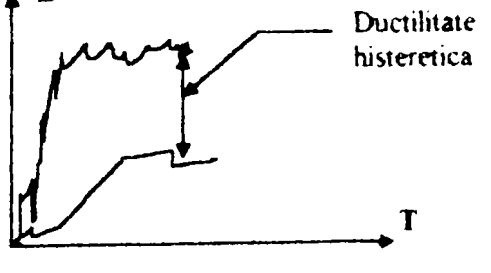
Tipul de ductilitate	Diagrama constitutiva
<p>DUCTILITATE MATERIALULUI</p> <ul style="list-style-type: none"> • Caracterizeaza comportarea materialului • Nu se utilizeaza direct in practica de proiectare. • Se prescriu anumite limite ale deformatiilor • Tine cont de proprietatile mecanice ale materialului 	
<p>DUCTILITATE DE CURBURA</p> <ul style="list-style-type: none"> • Caracterizeaza comportarea sectiunii transversale. • Se calculeaza numai analitic. • Tine cont de caracteristicile geometrice a sectiunii si de proprietatile materialului. • Reprezinta masura ductilitatii locale. 	
<p>DUCTILITATE DE ROTIRE</p> <ul style="list-style-type: none"> • Se calculeaza analitic si experimental. • Tine cont de caracteristicile geometrice ale sectiunii si elementului, conditiile de rezemare si incarcare. • Reprezinta masura ductilitatii locale. 	
<p>DUCTILITATE DE DEPLASARE</p> <ul style="list-style-type: none"> • Se calculeaza analitic si experimental. • Caracterizeaza comportarea intregii structurii. • Reprezinta masura ductilitatii globale. 	
<p>DUCTILITATE HISTERETICA</p> <ul style="list-style-type: none"> • Este dificil de evaluat in practica de proiectare. • Reprezinta modul cel mai eficient de estimare a ductilitatii • Se calculeaza experimental. 	

Fig. 2.2 Tipuri de ductilitate
Fig. 2.2 Types of ductility

Teoria articulatiilor plastice se bazeaza pe considerentul ca incarcarea ultima, starea ultima, a unui sistem structural, initial static nedeterminat, se determina pe baza unui **mecanism de articulatii plastice**. Dezvoltarea acestui mecanism presupune ca articulatiile plastice, inafara de rezistenta necesara, dispun de suficienta capacitate de deformare postelastica. Pentru redistribuirea momentelor, primele articulatii plastice ar trebui se dezvolte rotiri suficient de mari, teoretic infinite, fara a reduce semnificativ capacitatea de rezistenta a sectiunii transversale. Capacitatea de rotire, R , reprezinta o masura a ductilitatii elementului.

In realitate, acest aspect teoretic este foarte dificil de produs datorita unor fenomene secundare, cum sunt: **voalarea, flambajul lateral prin incovoiere si torsiune, ruperi casante ale elementului datorita propagarii fisurilor, oboseala la un numar redus de cicluri, etc**, care reduc posibilitatea dezvoltarii complete a momentului plastic, M_p . Ca atare se reduce ductilitatea si se impiedica redistribuirea eforturilor. Din aceasta cauza codurile moderne de proiectarea structurilor metalice (EC3, LRFD, CSA 1989, AISC, etc.) au introdus anumite rapoarte, limite de suplete ale placilor componente sectiunii transversale, pentru incadrarea lor in functie de capacitatea lor de deformare (Fig 2.3). Conform EC3²⁷, care a introdus primul aceasta clasificare a sectiunilor, avem:

- **Sectiuni ductile**, care pot forma articulatii plastice, avand suficienta capacitate de rotire pentru a conduce calculul solicitarilor pe baza unei analize plastice.
- **Sectiuni compacte**, care pot forma articulatii plastice, avand insa capacitatea de rotire limitata, datorita aparitiei fenomenelor secundare.
- **Sectiuni semi-compacte**, care in fibra extrema se poate atinge limita de curgere, dar sectiunea nu se poate plasticiza, nu se pot dezvolta momente plastice, datorita voalarii.
- **Sectiuni suple**, la care calculul de rezistenta al sectiunii la compresiune sau incovoiere se face tinand cont de efectele voalarii peretilor sectiunii transversale.

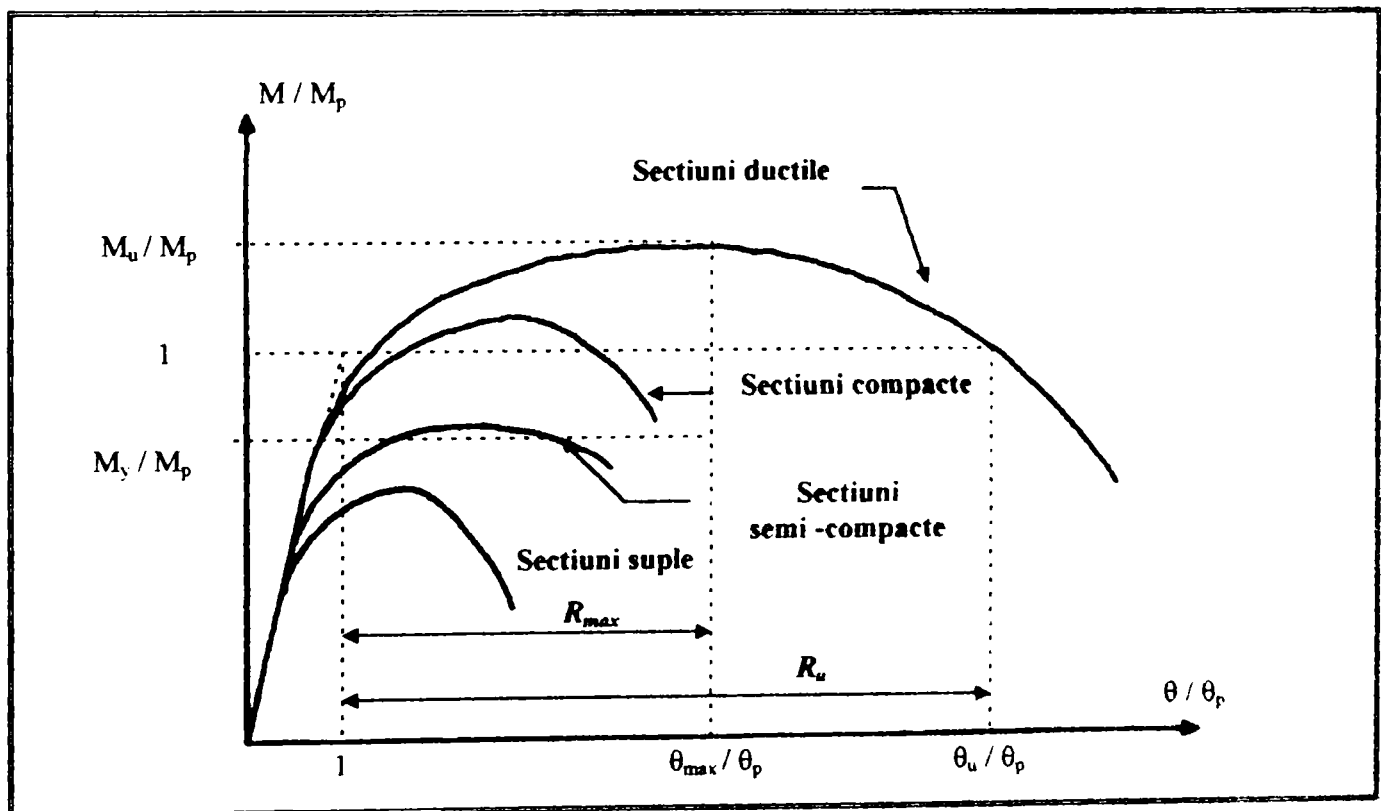


Fig. 2.3 Clasificarea sectiunilor transversale **Fig. 2.3** Cross-section behavioural classes according to EC3

Se remarca faptul ca, in special pentru EC3, clasificarea sectiunilor nu tine cont de o serie de factori ^{6,29,50} care se vor dezvolta in urmatorul capitol. Ca o alternativa se propune o clasificare la nivel de element, definind urmatoarele limite ale capacitatii de rotire ^{41,50}:

- **Ductilitate ridicata (H-high ductility)** $R > 7.50$
- **Ductilitate medie (M-medium ductility)** $4.50 < R < 7.50$ (2.9)
- **Ductilitate redusa (L-low ductility)** $1.50 < R < 4.50$

In cadrul acestei clasificari diferiti cercetatori propun alte limite ^{51,52,53,54} datorita faptului ca fiecare admite alte considerente pentru calculul capacitatii de rotire (Tab.2.1). Cauzele se vor detalia in urmatorul capitol.

Tabel 2.1 Diferite limite ale capacitatii de rotire

Table 2.1 Different limits of rotation capacity

Sursa	Nivel de ductilitate		
	1	2	3
1) Mazzolani & Piluso ⁵⁰	>7.5	>4.50	>1.50
2) Kato ⁵²	>4.0	>2.0	>0.0
3) Yura ⁵³	>3.0	>1.0	>0.0
4) Kemp ⁵⁴	>3.0	>1.0	>0.0
5) Gioncu & Petcu ⁴¹	>7.5	>4.50	>1.50
6) Vayas et al ⁵¹	>8.0	>4.0	>2.0

Aceasta clasificare folosita pentru calculul plastic se utilizeaza si pentru calculul seismic. Totusi, capacitatile de rotire sunt calculate pentru incarcari monotone iar fortele seismice, cu intensitate variabila in timp, au un caracter ciclic care reduce semnificativ capacitatea de rotire.

2.1.3 Ductilitatea in calculul seismic

Sub actiunea seismica apar, de obicei, eforturi alternate, in doua sau mai multe directii care sunt definite, in general, ca sollicitari ciclice datorita dificultatii modelarii fortelor seismice. In cazul incarcarii seismice se produce o anume reducere a rigiditatii si a efortului capabil, se reduce capacitatea de disipare a energiei si prin urmare se deterioreaza ductilitatea structurala. Elementele componente ale unei structuri, in timpul seismului, dezvolta deformatii plastice mari ceea ce inseamna ca inregistreaza avarii. Avariile sunt asociate cu pierderea capacitatii de rezistenta a unui element sau a unei portiuni a unui sistem structural. Natura ciclica a seismului creaza acumulari de deformatii (avarii), de fiecare data atunci cand elementul intra in domeniul inelastic, rezistenta scade in fiecare ciclu in functie de amplitudinea deformatiilor plastice. Dupa Paulay²², sistemul structural, in intregime trebuie sa fie capabil sa suporte cel putin 4 cicluri de efort, in toate directiile, la care efortul capabil la fortele horizontale nu se va mica cu mai mult de 20%. Cu siguranta acest criteriu nu corespunde tuturor tipurilor de cutremur, dar se aplica relativ simplu in practica de proiectare.

De obicei, parametrul care defineste avariile sau deteriorarile este ductilitatea necesara bazata pe deplasarea maxima, in cazul ductilitatii globale, sau pe rotirea ultima, in cazul ductilitatii locale, precum si energia de disipare. Totusi, ductilitatea nu reprezinta un parametru suficient pentru estimarea avariilor, pentru ca nu tine cont de numarul de incursiuni in domeniul plastic, de comportarea histeretica, de amplitudinea deformatiilor plastice, durata seismului, etc. ^{6,55}. In cazul a doua structuri cu acelasi raport de ductilitate

solicitate la diferite miscari ale terenului, din punct de vedere al duratei manifestarii seismice si numarului de incursiuni inelastice, ele inregistreaza avarii de grad diferit⁵⁶. De asemenea se remarca importanta numarului incursiunilor neliniare si numarul total de varfuri ale acceleratiei in procesul comportarii structurii de rezistenta sollicitata la actiunile seismice⁵⁷. Din pacate, nici spectrele de proiectare nu furnizeaza informatii privind numarul de cicluri si durata seismului. Referitor la durata seismului, t_d , ea se gaseste in directa legatura cu gradul de distrugere a unui cutremur, de obicei nu afecteaza raspunsul elastic dar influenteaza drastic comportarea inelastica a structurii.

In general, se recunoaste ca nivelul avariilor structurale nu depinde numai de deplasare maxima ci de avarii acumulate in timpul procesului seismic. Multi cercetatori au subliniat ca descrierea reala a comportarii inelastice depinde de intreg biograficul deformatiilor postelastice in legatura cu deteriorare structurala^{58,59}. In practica de proiectare este destul de greu luarea in considerare a detaliilor calculului biografic. Din aceasta cauza, pe de o parte este necesara dezvoltarea metodelor simple bazate pe criteriul ductilitatii necesare maxime pentru estimarea capacitatilor de deformare ale elementelor, iar pe de alta parte dezvoltarea metodelor bazate pe considerente de avarie, pentru estimarea rezistentei ramase dupa un eveniment seismic sever.

Sub alt aspect, luand in considerare ca in natura procesul raspunsului structural este variabil rezulta ca dezvoltarea ductilitatii structurale este un proces variabil si accidental. Avand in vedere acest concept, Vanmarcke⁶⁰ si Vanmarcke&Veneziano⁶¹, au evaluat ductilitatea maxima necesara unei structurii. La fel Basu & Gupta⁶², cu ajutorul statisticii, au studiat problema ductilitatii din punct de vedere probabilistic considerand acumularea avariilor ca un proces variabil al incursiunilor in domeniul neliniar si asociind ductilitatea cu deteriorarea totala. Totusi pana in prezent nu exista rezultate calitative.

Se observa ca problema ductilitatii este complexa si poate fi privita din mai multe puncte de vedere, deoarece ea este influentata de multi factori care intervin in procesul sollicitarii seismice structurii de rezistenta. Prin urmare ductilitatea seismica poate fi privita sub doua moduri:

- **Ductilitate seismica bazata pe criteriul deplasarii maxime.** Rezulta din criteriul deplasarii maxime determinat din incarcari monotone (ductilitate cinetica), luand in considerare efectul reducerii ductilitatii datorita actiunilor seismice printr-un coeficient de reducere-corectare, r , evaluat experimental sau din analize numerice, care tine cont de caracteristicile specifice a actiunii seismice :

$$\mu_{seism} = r\mu_{cinetic} = r\left(\frac{\theta_u; \delta_u}{\theta_y; \delta_y}\right) \quad (2.10)$$

sau direct cu ajutorul ductilitatii ciclice, μ_{ciclic} , luind in considerare posibile schimbari ale origini incursiunilor plastice⁴⁷, x_{pi} , (Fig. 2.4):

$$\mu_{ciclic} = \frac{\max\{x_{pi}\}}{x_y} + 1 \quad (2.11)$$

Folosirea acestor tipuri de ductilitate determina cedarea structurii tinand cont de incursiunea maxima plastica, fiind independente de numarul acestora si de calculul ductilitatii necesare fiecarei incursiuni in domeniul plastic^{6,47}. Acest tip de ductilitate evalueaza corect capacitatea de deformare a structurilor flexibile precum si in cazul manifestarilor seismice cu un ciclu mare in domeniul plastic si mai multe cicluri mici comparativ cu primul (ex. seismele de langa sursa si de suprafata).

• **Ductilitatea seismica bazata pe criteriul energetic.** In literatura de specialitate se gasesc doua criterii energetice (Fig. 2.4):

▶ Ductilitatea histeretica maxima pe o directie⁵ (hysteretic ductility in one direction)

$$\mu_h^1 = \frac{E^*}{F_y x_y} + 1 = \eta_c + 1 \quad (2.12)$$

in care: $E^* = \max\{E_h^+, E_h^-\}$ iar η_c este ductilitatea cumulata la o directie.

▶ Ductilitatea histeretica totala^{38,65}. Capacitatea sistemului de a disipa energie la incarcari ciclice este egala cu capacitatea disparii energiei sistemului solicitat la incarcari monotone.

$$\mu_h = \frac{E_h}{F_y x_y} + 1 \quad (2.13)$$

unde:

F_y - forta care produce curgerea sistemului structural.

x_y - deplasarea corespunzatoare curgerii, dupa care sistemul intra in domeniul plastic.

E_h - Energie totala disipata de sistem

Acest tip de ductilitate caracterizeaza evenimentele la care numarul de cicluri este mare avand incursiuni plastice de aceleasi ordin de marime ca si structurile rigide.

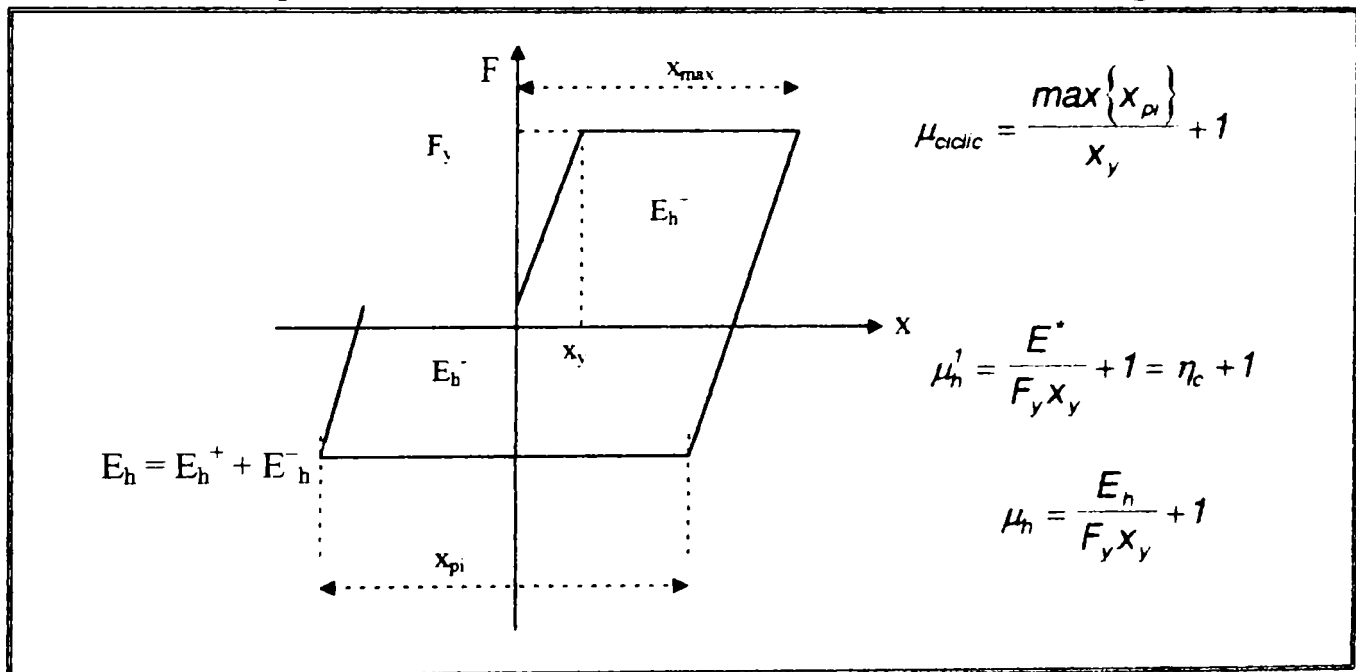


Fig. 2.4 Diagrama Forta- deplasare

Fig. 2.4 Force versus displacement relation

Kato&Akiyama⁵, in conformitate cu conceptul energetic, stabilesc relatia intre capacitate de rotire a elementelor si ductilitatea de etaj (storey ductility), chestiune foarte importanta care poate lega ductilitatea locala cu cea globala. Introduc conceptul "capacitatii echivalente de rotire" (equivalent rotation capacity) care reprezinta capacitatea de rotire a elementelor, cu

comportare elastica perfect plastica, disipand energie egala cu cea a elementului actual. Datorita efectului de ecrusare si a degradarii capacitatii de incovoiere, in momentul atingerii momentului maxim, se obtine o crestere a capacitatii de disipare, ΔE , a energiei sistemului elastic perfect plastic.

Considerand ca colapsul se atinge atunci cand energia disipata unui etaj solicitat la incarcari ciclice (la ambele directii) este egala cu cea obtinuta din incarcari monotone, se defineste ductilitatea cumulata capabila sau **ductilitate de etaj** a unui sistem:

$$\eta = 2/3 R_u + 2 \quad (2.14)$$

unde:

η - ductilitate de etaj.

R_u - capacitate de rotire capabila a elementelor unei structuri.

2/3-factor care tine seama de flexibilitatea grinzilor, obtinut din analize inelastice unui numar mare de structuri de rezistenta.

Factorul '2' tine seama de capacitatea de disipare a elementelor in timpul comportarii postcritice. Acest concept constituie baza calculului ductilitatii in normativul antiseismic japonez (AIJ, 1990).

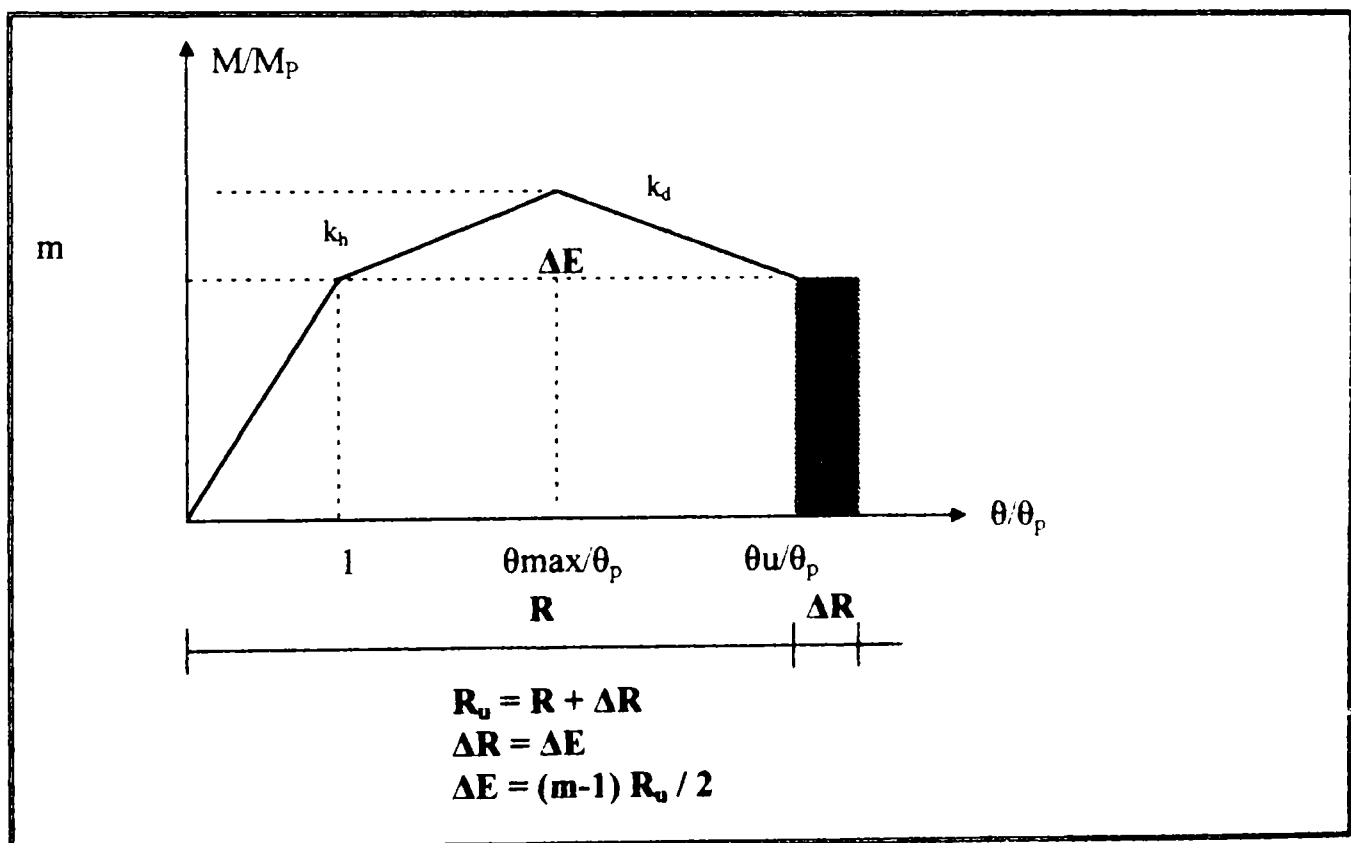


Fig. 2.5 Definition of the equivalent rotation capacity

Fig. 2.5 Definitia capacitatii de rotire echivalente

Alte modalitati propuse pentru evaluarea ductilitatii sunt: **combinarea criteriilor enuntate anterior**⁶⁷, **modelele de avarie**^{66,67,68}, **ductilitatea echivalenta**³⁸, ultimele doua luand in considerare oboseala la un numar redus de cicluri precum si acumularea deformatiilor. Un model bazat pe combinarea liniara a ductilitatii de deplasare si a modelului de disipare a energiei, unui sistem incarcat monoton, a fost propus de Park & Ang⁶⁷, luind in considerare datele experimentale referitoare la material, detaliile constructive si tipul structurii:

$$\mu_{P.A} = \mu_{\delta} + \beta (\mu_h - 1) \quad (2.15)$$

unde:

μ_{δ} - ductilitate de deplasare.

μ_h -ductilitate histeretica.

β -coeficient experimental care ia diferite valori in functie de material. 0.30- 1.20 (beton armat). Pentru metal⁶⁹ ia o valoare 0.15.

Un alt mod de abordare a modelelor de avarie, folosit in cazul structurilor metalice, se bazeaza pe conceptul oboselii la un numar redus de cicluri si amplitudini mari in domeniul plastic (low-cycle fatigue), fiind asociat cu voalarea elementelor metalice, totodata adoptand ipoteza liniara, regula lui *Miner*, de acumulare a avariilor^{66,68,69}. Balio & Castiliogni⁶⁴ au propus un model bazat pe echivalarea oboselii la un numar mare de cicluri (high cycle-fatigue) cu cea la un numar redus de cicluri. Aplicarea teoriei oboselii reduse din lucrarea lui Krawinkler&Zohrei⁶⁶:

$$\mu_F = \sum_{i=1}^n (\mu_i - 1)^b \quad (2.16)$$

unde:

μ_i - ductilitate corespunzatoare incursiunii plastice ciclului i .

n - numarul de incursiuni plastice.

b - coeficient care depinde de supletea placilor componente ale sectiunii, proprietatile materialului, detaliile constructive.

Relatiile de mai sus permit evaluarea avarierii structurale dar nu permit estimarea directa a gradului de deteriorare pentru asigurarea structurii impotriva unei cedari locale sau globale, in urma unui cutremur sever. Din aceasta cauza se poate defini asa numitul **indexul de avarie**, I_D , care are valori intre 0.0-1.0; pentru $I_D=0.0$ nu apar deformatii plastice iar pentru valoarea $I_D=1.0$ structura este foarte grav avariata fiind necesara demolarea ei. In continuare se prezinta anumite modele care determina indexul de avarie:

- Avarie acumulata, bazata pe faptul ca acumularea creste la fiecare ciclu inelastic⁶⁶:

$$I_D = \sum \left(\frac{\mu_{di} - 1}{\mu_{dm} - 1} \right)^b \quad b \approx 1.50-2.0 \quad (2.17)$$

unde:

μ_{di} - ductilitate care se refera la fiecare ciclu, i .

μ_{dm} - ductilitate determinata din incarcari monotone.

- Ductilitatea maxima pentru un ciclu determinata din incarcari monotone^{23,69}

$$I_D = \frac{\mu_{d.max} - 1}{\mu_{d.m} - 1} \quad (2.18)$$

unde:

$\mu_{d,max}$ - ductilitate maxima pentru toate ciclurile analizate.

$\mu_{d,m}$ - ductilitate monotona.

- Indexul Park & Ang ⁶⁷, combinatia liniara a ductilitatii de deplasare si a energiei hysteretice:

$$I_D = \frac{\mu_{d,max}}{\mu_{d,m}} + \beta \sum \frac{E_i}{E_p} \quad (2.19)$$

unde :

E_i - energie hysteretica la un ciclu curent, i .

E_p - energie hysteretica unui element cu comportare elastica perfect plastica.

Conform³⁸, $I_D < 0.40$ structura se considera reparabila iar pentru $I_D > 0.40$ structura a suferit avarii serioase. Indexul de avarie ar putea fi un pe de o parte un indicator economic al reparatiilor iar pe de alta parte poate sa furnizeze informatii asupra capacitatii de dispuse ale unui sistem structural la un viitor cutremur.

2.2 Definirea criteriilor de colaps.

Problema care se pune pentru definirea criteriilor de colaps se formuleaza in felul urmator: **“Care este starea limita pentru care elementul de rezistenta epuizeaza capacitatea sa de rezistenta si prin urmare este scos din serviciu ?”** Evaluarea criteriilor de cedare ale elementelor unei structuri solicitate la actiuni ciclice sau seismice difera fata de conditiile de incarcare statica.

In general, se recunoaste ca cedarea se asociaza cu reducerea capacitatii de disipare a energiei, reducerea datorandu-se fenomenelor voalarii talpilor comprimate, flambajului lateral, propagarii fisurilor, etc. Conventional criteriile de colaps se pot defini :

- cand apare fenomenul instabilitatii sistemului structural;
- cand se formeaza un mecanism de cedare (ex. mecanism de etaj);
- cand energia hysteretica depaseste o anumita limita (conceptul energetic);
- cand deformatiile (rotiri plastice sau deplasari) depasesc o anumita limita stabilita din conditii empirice, de calcul, etc.

Probabilitatea de colaps admisa depinde atat de modul cu care se defineste cedarea, stadiul limita adoptat, cat si efectele economice, tehnice, sociale asociate colapsului structurii de rezistenta. Schema din figura 2.6 arata cadru care trebuie introdus in coduri in ceea ce priveste criteriile de colaps pentru limitarea ductilitatii. Criteriul de cedare, cel mai des folosit, se bazeaza pe **conceptul deformatiei plastice maxime** (deplasare, rotire). Conform acestui criteriu conditia de cedare apare, atunci cand ductilitatea locala necesara o depaseste pe cea capabila.

Ca o alternativa se poate adopta criteriul bazat pe **conceptul energetic**. In acest caz conditiile de cedare sunt asociate de deformatia plastica cumulata care trebuie sa suporte elementul. Prin urmare cedarea se produce, in timpul solicitarii seismice sau ciclice, atunci cand pe de o parte deformatia cumulata, pozitiva sau negativa, este mai mare decat cea suportata de

element in conditii de incarcare monotona⁵. In ultimul timp, s-au propus criterii de colaps asociind modul de cedare cu conceptul oboselii la un numar redus de cicluri^{64,66}

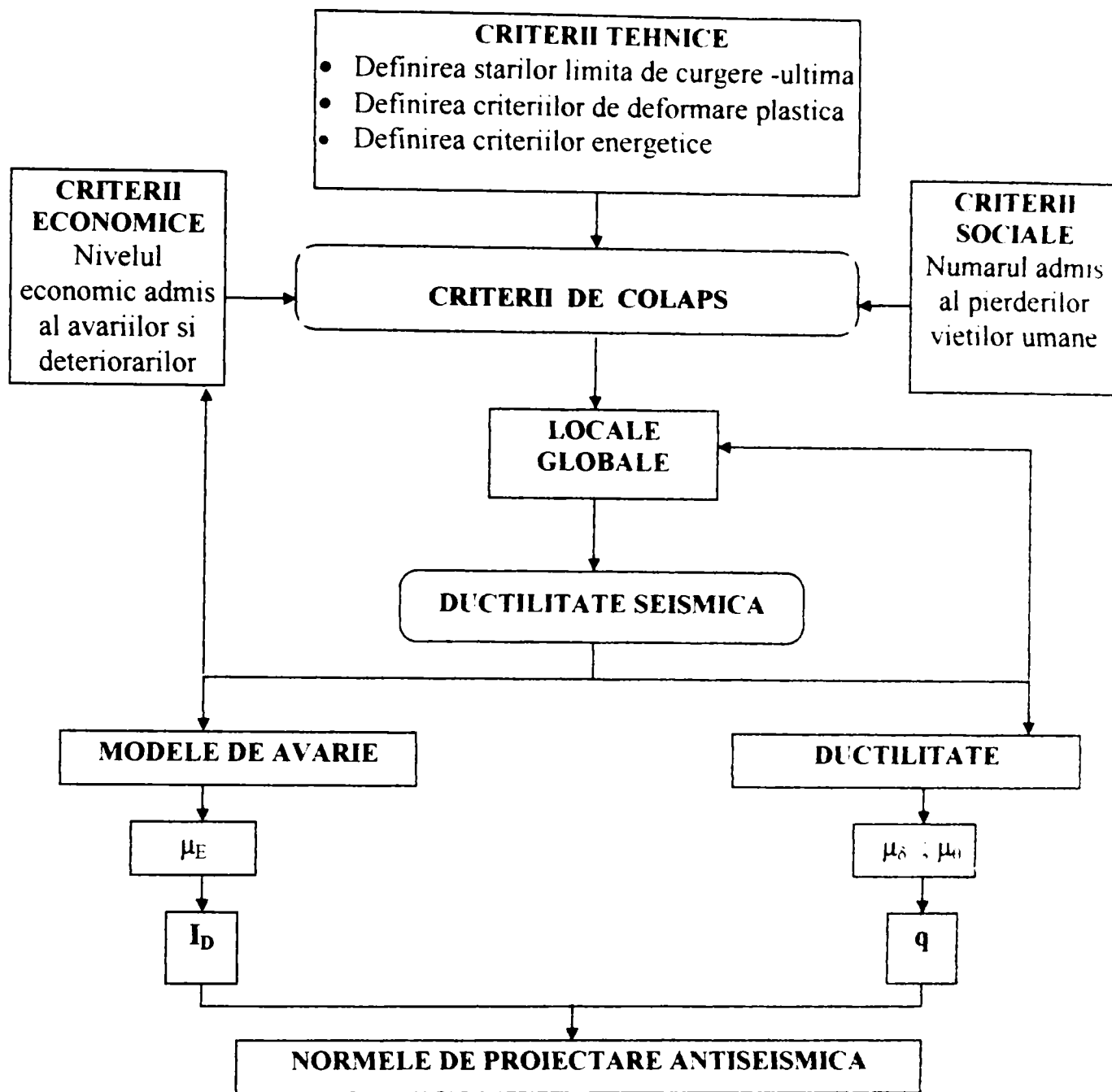


Fig. 2.6 Cadru de definire a criteriilor de colaps
Fig. 2.6 Conceptual framework for definition of the failure criteria

2.3 Conditiiile pentru definirea ductilitatii necesare

Pentru a putea controla cerintele de ductilitate cu care sistemul structural este inzestrat impotriva actiunilor seismice, in mod obligatoriu, trebuie definite conditiile ductilitatii necesare (Fig. 2.6). In acest mod, alegerea factorului ductilitatii de dimensionare se face in conditii de siguranta, limitand posibilitatile depasirii ductilitatii capabile ale elementelor de rezistenta unui sistem structural, totodata reducand vulnerabilitatea structurii si prin urmare si riscul seismic. Ca atare este necesar sa avem in vedere urmatoarele elemente de baza inaintea inceperii proiectarii structurii de rezistenta (Fig. 2.6):

- **Macrozonarea seismica:** Este o harta oficiala bazata pe o analiza a hazardului seismic elaborata de catre seismologi si geologi. Ea imparte teritoriul unei tari pe categorii in zone de intensitate diferita. Contine si alte elemente informative referitoare la caracteristicile

sursei, care pot servi pentru evaluarea ductilitatii necesare, cum sunt: tipul si mecanismul miscarii terenului, adancimea focarului, etc. Pe baza acestor considerente se realizeaza spectrul de proiectare.

- **Microzonarea seismica:** Este elaborata la nivel local, unei regiuni sau unui oras cu risc seismic ridicat, bazata pe investigatiile locale ale geologilor si seismologilor. Cuprinde elemente informative asupra caracteristicilor locale ale miscarii terenului inregistrate din reteaua locala de seismografe si a conditiilor generale ale terenului. De asemenea este util ca spectrul de proiectare, propus de cod sa fie insotit de inregistrari time-history cu date precise in ceea ce priveste magnitudinea, distanta epicentrala, conditiile locale de teren, durata, legea de atenuare, factori care pot afecta decisiv ductilitatea necesara.
- **Conditii locale de teren:** Se elaboreaza studii detaliate de stratificatie a terenului de catre geologi si geotehnisti. Este foarte importanta determinarea corecta a caracteristicilor terenului de fundare, pentru ca miscarile seismice se pot atenua sau amplifica in functie de acestea. In general, pentru terenuri moi cerintele de ductilitate sunt mai ridicate comparativ cu cele rigide.
- **Caracteristici ale structurii:** In cadrul acestei etape, se evalueaza gradul de protectie si importanta obiectului dupa care se alege ductilitatea de dimensionare, conformarea sistemului structural, procedeul proiectarii, tehnologia de executie si erectie care afecteaza comportarea ductila in momentul manifestarii evenimentului seismic.

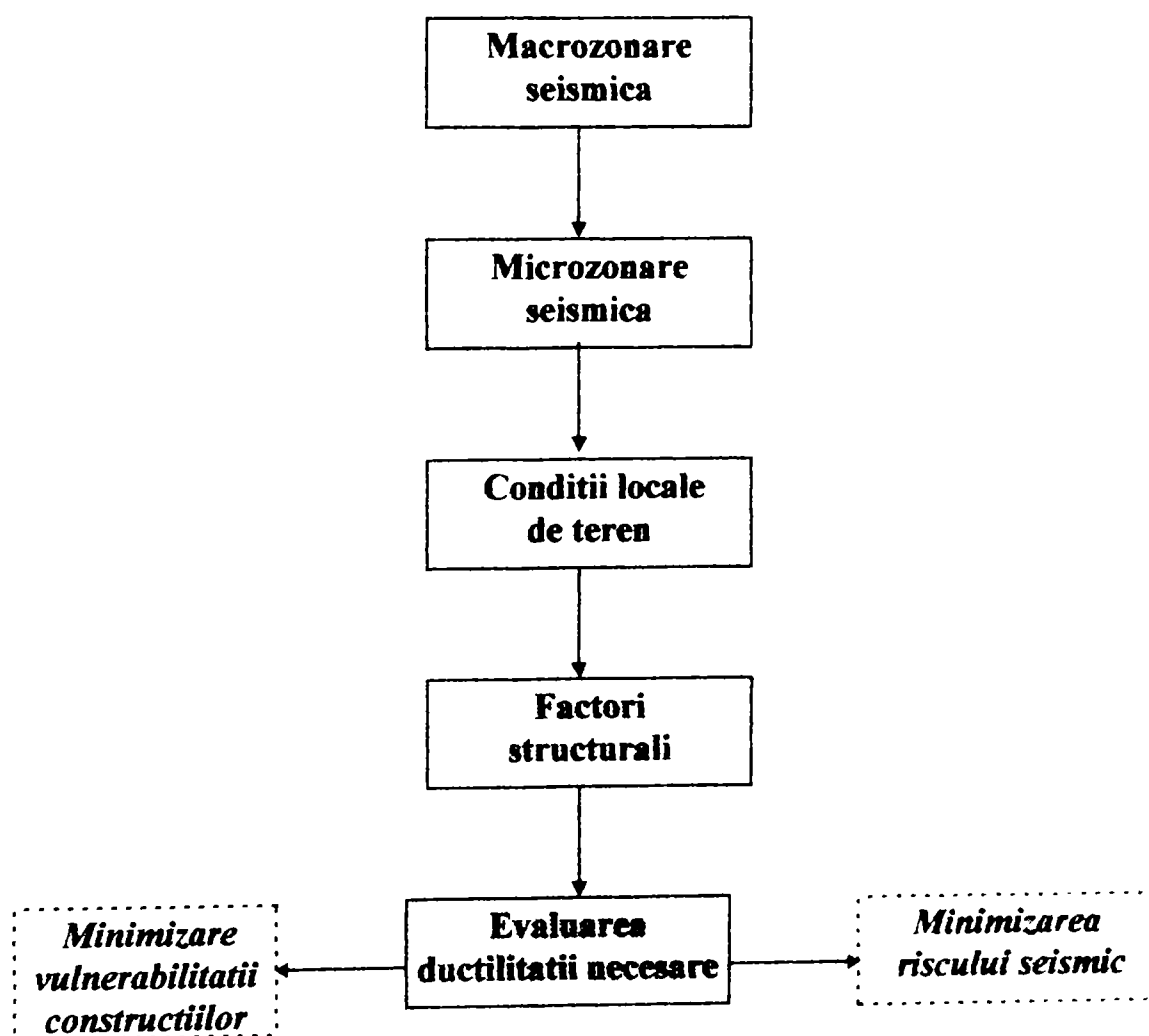


Fig. 2.7 Factori determinanti pentru estimarea ductilitatii necesare
Fig. 2.7 Determinant factors for assessing required ductility

Chap.2 GENERAL ASPECTS CONCERNING DUCTILITY

Summary

The notion of ductility was firstly introduced and associated with the material behaviour, characterizing the ability of the material to undergo plastic deformations, after its initial yielding, without strength degradation. After Housner's studies in earthquake problems and Baker's studies in plastic design, the property of ductility was extended at the level of structure, by being the primary measure of the inelastic capacity of the structure. In this way, new design approaches were developed. As a function of a loading type, one must recognize the ductility concept in earthquake design, as well as, the ductility concept in plastic design. The first one expresses the ability of the structural components or the structure as a whole to dissipate the induced seismic energy through plastic deformations, giving the possibility to reduce seismic design forces, Fig 2.1a. The second one expresses the ability of a structure to undergo deformations without any significant reduction of the ultimate strength, which gives the possibility to redistribute the forces, thus allowing to predict the ultimate capacity of the structure, Fig 2.1b.

Basic ductility types widely used in literature are presented in Fig 2.2. In general, ductility may be distinguished in local and global ductility. The former is defined at the level of material (μ_e) - cross section (μ_γ) - member (μ_θ) - joint, while the latter is defined at the level of structure (μ_δ). For plastic design, ductility is defined as a function of the members' capacity to undergo plastic rotations without sudden loss of moment resistance, due to local buckling, rupture. According to EC 3 a cross-section classification ensures the plastic ductility, Fig 2.3. It can be mentioned that this classification neglects the member's span which is of the primary importance as demonstrated in Chap. 4.

For earthquake design, ductility is defined according to the maximum displacement criterion or energy criterion. The most widely used inelastic parameter, by the virtue of this simplicity, is the cinematic ductility (2.10), which can be a reliable descriptor in case of earthquakes with monotonic nature characterized by one or very few cycles (case of near field earthquake). If the loading history is characterized by many cycles with large amount of plastic deformations (case of far-field earthquake) the ductility factor can be unreliable due to the fact that failure mainly depends on the accumulation of plastic deformations. So, a hysteretic ductility is defined in relationships 2.12, 2.13, Fig. 2.4. This type of ductility is difficult to be implemented in current earthquake design, because the hysteretic energy can not be calculated in a common design office. The damage indexes (2.17, 2.18, 2.19), resulting from the combination of ductility and dissipated energy, are very attractive descriptors, giving the possibility to measure the damages sustained during an earthquake, as well as, to associate them with a certain method of rehabilitation. Also the damage index method is not yet sufficiently simple and clear to be implemented in current design. Another important problem concerns the inelastic behaviour of a member or a structure is a definition of the failure criteria, which is strictly depended with ductility concept. A conceptual framework is proposed in Fig 2.6. In figure 2.7 a conceptual chart is plotted for determining the required ductility taking into account characteristics of ground motion, resulting of the collected information by macro and micro zonation, local conditions and structural behaviour.

DUCTILITATE LOCALA

3.1 Factori de influenta a ductilitatii locale

Ductilitatea locala reprezinta factorul hotaritor pentru asigurarea ductilitatii globale a intregii structurii. Neasigurarea acesteia poate conduce la o comportare necontrolata a sistemului structural sau la cedari locale premature, afectandu-se in acest fel procedeul de disipare a energiei induse. Ca atare parametri care influenteaza ductilitate locala trebuie sa fie evaluati cu mare atentie pentru dezvoltarea unui mecanism global. Avand in vedere schema ierarhica de baza a acestei lucrari (**material-sectiune-element-imbinare-cadru**)^{31,39} se descriu, in continuare, factori de influenta a ductilitatii locale (Fig.3.1):

- **La nivel de material**, ductilitatea depinde de caracteristicile otelului care sunt: calitatea otelului, lungimea palierului de curgere, variabilitatea accidentala a limitei de curgere, zona de ecruisare, marimea deformatiilor, comportarea histeretica, oboseala la un numar redus de cicluri, ruperea casanta. Aceste proprietati pot fi definite prin curba caracteristica a otelului, σ - ϵ , pentru incarcari monotone sau ciclice.
- **La nivel de sectiune transversala**, ductilitatea depinde de tipul sectiunii transversale, rapoartele de suplete b/t_f , d/t_w , b/d (interactiune intre talpa-inima), fisuri care pot apare la racordare intre inima si talpa, variatia tensiunilor. Acesti parametri pot fi definiti prin curbele moment -curbura, M - ϕ , pentru incarcari monotone sau ciclice.
- **La nivel de element**, ductilitatea depinde de : tipul incarcarii (motone, ciclice, viteza de incarcare), voalarea talpilor si inimii, flambaj prin incovoiere-torsiune, deschiderea grinzii, efectul ecruisarii, variatia momentului, interactiune M - N - V , deteriorarea rigiditatii.

Influenta nodului nu se detaliaza in cadrul acestei lucrari considerand ca nodul este rigid, luandu-se toate masurile constructive, astfel ca articulatia plastica sa se formeze pe rigla stalpului.

3.2 Ductilitatea materialului

3.2.1 Curba caracteristica a otelului

Dezvoltarea tehnologica a industriei otelului a condus la fabricarea unei game variate de sortimente (otel TCMP, otel cu rezistente ridicate, otel inoxidabil, e.t.c.) cu performante ridicate. Pentru aplicarea acestor produse, mai ales in cadrul unei proiectari ductile, este necesara cunoasterea caracteristicilor mecanice ale otelului, care influenteaza comportarea postelastica a elementelor structurale.

In general proprietatile otelului se definesc prin trasarea curbei σ - ϵ in urma incercarilor la intindere a unor cupoane (Fig. 3.2). In ceea ce priveste comportarea la compresiune, datorita fenomenelor de instabilitate care apar in domeniul plastic, incercarile sunt efectuate pe elemente scurte si groase, cedarea producandu-se prin deformatii plastice excesive sau datorita propagarii fisurilor prin rupere efectiva.

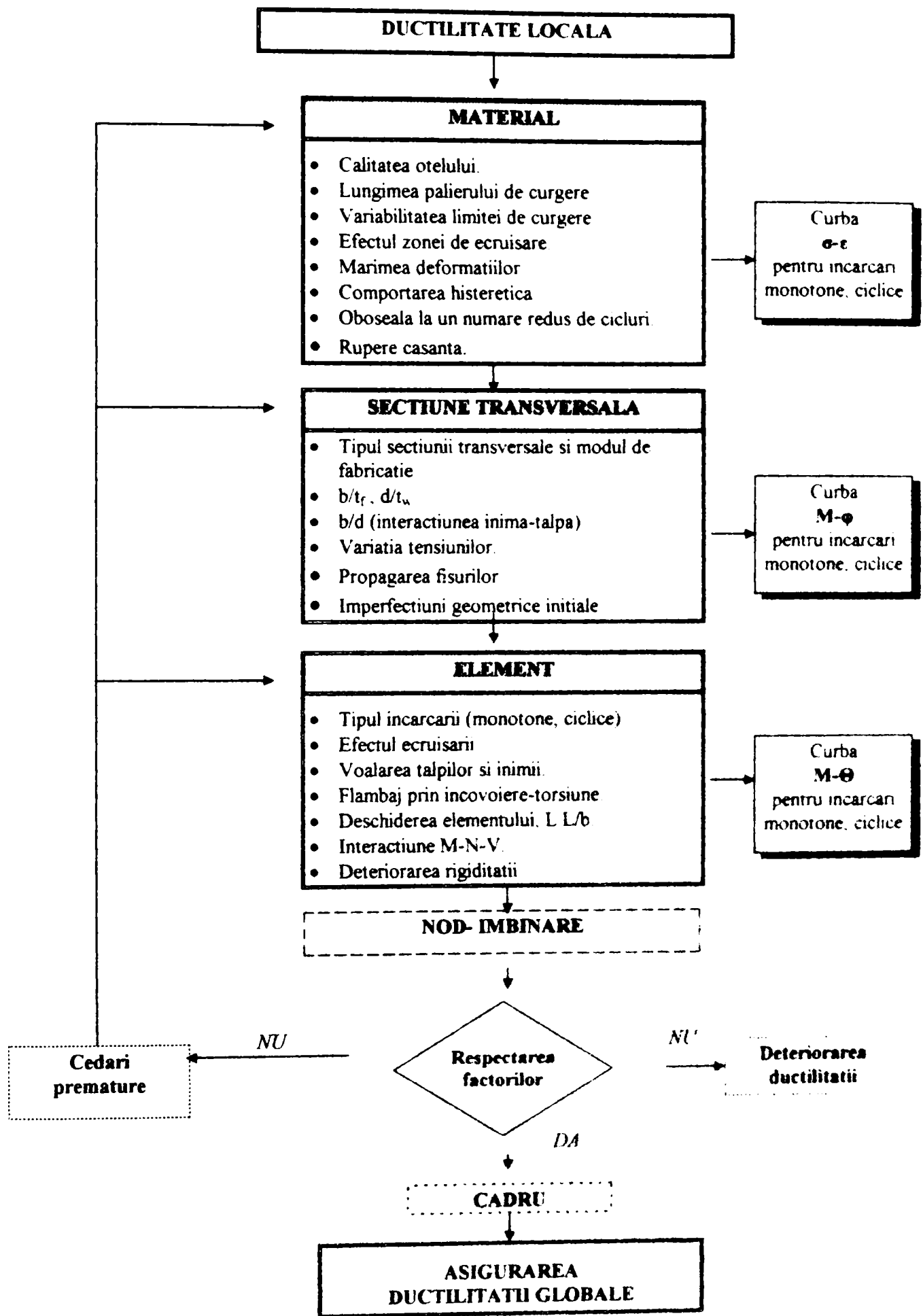


Fig. 3.1 Reprezentarea schematica a factorilor de influenta a ductilitatii locale
Fig. 3.1 Representative chart of factors influencing local ductility

Deformabilitatea si rezistenta otelului sunt proprietatile de baza care afecteaza ductilitatea locala prin limita de curgere(starea limita de curgere), f_y , si rezistenta la intindere ultima (starea limita ultima), f_u . Acestea trebuie definite in domeniul in care apare fenomenul voalarii, care delimiteaza capacitatea de deformare plastica unui element. Pentru simplificarea comportarii reale se folosesc, in modele de calcul, diferite diagrame liniare in functie de modul in care se tine cont de efectul deformatiilor si de calitatea otelului (Fig.3.2). La anexa I (A.1.1) se prezinta caracteristicile otelurilor folosite in Europa (EC3; ENV 10020).

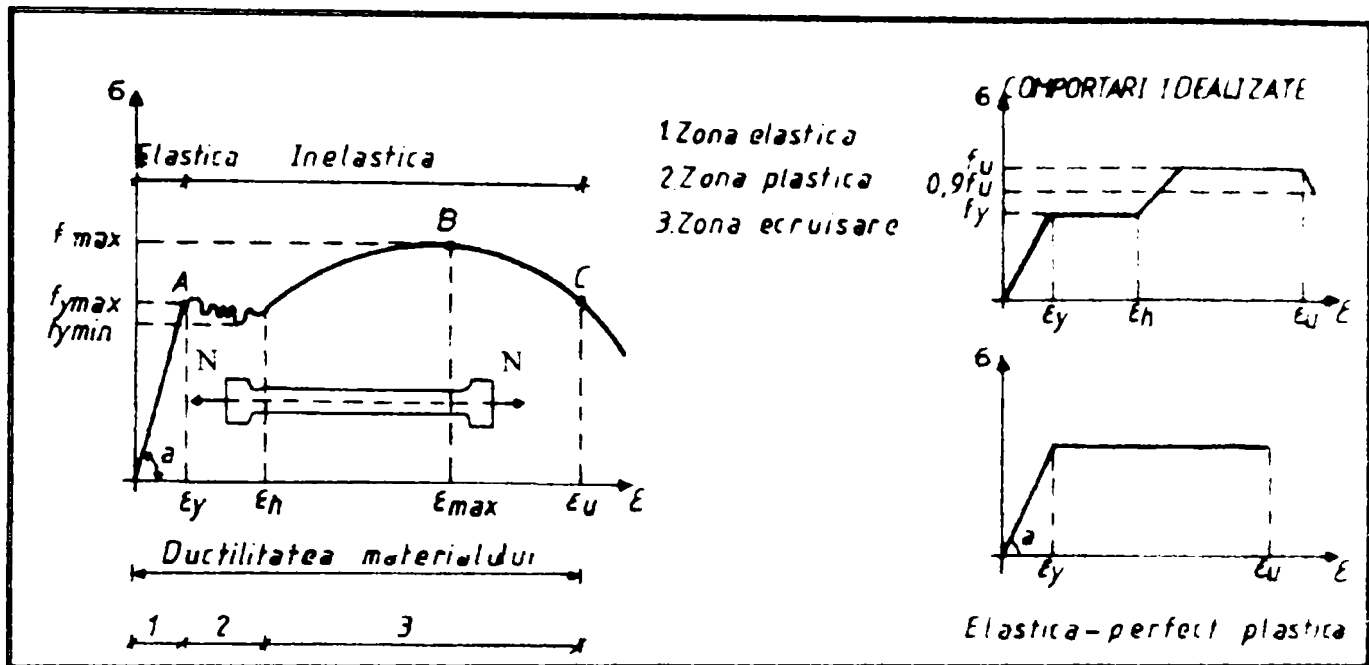


Fig. 3.2 Curba, σ - ϵ , caracteristica a otelului
 Fig. 3.2 Characteristic curve, σ - ϵ , of structural steel

Determinarea valorilor exacte ale proprietatilor otelului, in special limitei de curgere si a rezistentei ultime, nu pot fi evaluate cu mare exactitate, pentru ca ele variaza intre anumite limite, datorita procesului de fabricatie si lipsei controlului calitativ procesului fabricatiei precum si produsului final. In general, in majoritatea standardelor (ASTM, BS, etc) nu se prescriu limitele maxime ci numai limitele minime, ceea ce poate afecta comportarea inelastica reala a structurii fata de cea presupusa in faza de proiectare. Proprietatile mecanice trebuie considerate ca variabile accidentale, natura problemei fiind cea probabilista⁴⁷. Totusi in practica de proiectare aceasta abordare este dificila si costisitoare deoarece necesita o analiza statistica a rezultatelor. Pentru inlaturarea acestor probleme se utilizeaza o metoda semi-probabilista folosind valori fixe avand o anumita probabilitate (f_y 5%, f_y 95%). In ultimul timp in Japonia⁷⁰ s-au produs noi tipuri de oteluri (JIS, Rolled Steels for Building Structures, marcate cu simbolul SN, 1994) bazate pe conceptul proiectarii la stare limita ultima, luand in considerare necesitatea deformatii postelastice a elementelor. La anexa I (A.1.2) se prezinta specificatiile otelului de constructii simbolizat cu SN. Aceste oteluri au fost incercate in "laboratorul naturii", in conditii reale, (Kobe, 1995), observandu-se cedari casante datorita lipsei de tenacitate sau altor cauze care guverneaza cedari casante⁷⁰.

Analizand curba caracteristica a otelului, in special in domeniul plastic, se poate observa ca atunci cand deformatiile sunt controlate comportarea plastica depinde de lungimea palierului de curgere. Cu cat acesta este mai mare cu atat materialul este mai ductil. In schimb atunci cand tensiunile sunt controlate, in lungul palierului de curgere intre deformatiile de curgere, ϵ_y , si deformatiile zonei de ecrusare, ϵ_h , se produce un fenomen asa numit "dynamic jump", adaca nu se dezvolta deformatii locale intre limita de curgere si zona de ecrusare datorita

discontinuitatii curgerii, prin formarea planurilor de lunecare in lungul directiei maxime de forfecare⁷¹(Fig. 3.3). In conditii practice aceasta inseamna ca articulatiile plastice lucreaza in domeniul influentei stadiului de ecrusare^{32,72}.

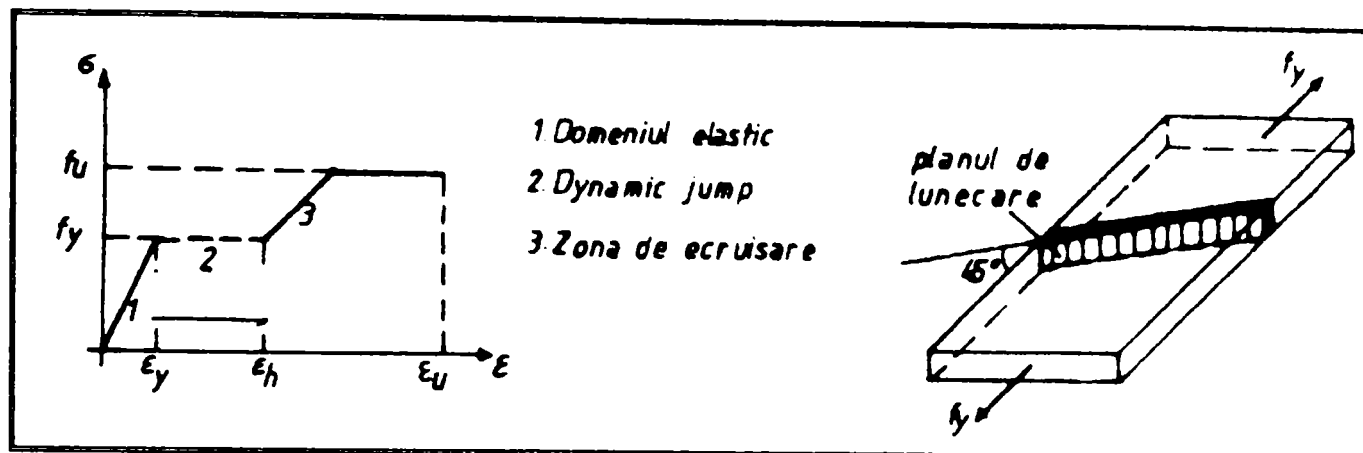


Fig. 3.3 Discontinuitatea curgerii oțelului ("dynamic jump")

Fig. 3.3 Discontinuous dynamic jump behavior of steel yielding

3.2.2 Influenta variabilitatii accidentale limitei de curgere ale oțelului

Conform conceptului actual de calcul antiseismic, adoptat de codurile moderne, EC8, ECCS, **structura trebuie sa fie capabila sa suporte deformatii plastice exploatand comportarea histeretica a materialului pentru disiparea energiei induse de seism.** Pentru a se respecta aceasta conditie, atat ductilitatea locala cat si cea globala trebuie sa fie compatibile cu caracteristicile geometrice si mecanice ale elementelor componente unei structuri. Din caracteristicile oțelului, ca variabile accidentale se considera limita de curgere, f_y , limita de rezistenta ultima, f_u , precum si raportul lor, f_y/f_u ca un parametru indirect.

Variabilitatea accidentala a limitei de curgere afecteaza procesul de formare a articulatiilor plastice, in consecinta si comportarea ultima a structurii, conducand la o disipare a energiei diferita de cea presupusa in calcul, precum si formarea unor articulatii in locuri neprevazute producand in acest fel mecanisme locale de cedare. **In cadrul proiectarii capacitatii de rezistenta care considera conceptul de stalp puternic-grinda slaba, variabilitatea limitei de proportionalitate poate sa transforme elementul puternic, stalpul, intr-un element mai slab datorita limitei de curgere reduse fata de grinda, considerata ca element slab, care poate deveni membrul puternic, in cazul dezvoltarii unei limite de curgere mai ridicate in comparatia cu stalpul.**

Ductilitatea, este data intotdeauna ca un raport intre o deformatie (deplasare sau rotire) corespunzatoare inceperii curgerii si deformatie ultime, fiind direct influentata de variabilitatea limitei de curgere deoarece, atunci cand limita de curgere reala este mai mica decat cea de calcul, formarea primei articulatii se va dezvolta la o deplasare, respectiv rotire, mai mica decat cea presupusa, iar ductilitatea globala sau capacitatea de rotire calculata nu poate estima capacitatea de deformare a elementului conducand la valori ireale. In cazul specificatiilor japoneze (JIS, vezi anexa I. A1.2) se poate observa ca se dau limitele minime si maxime, avand diferenta de 120 N/mm^2 , care se considera acoperitoare pentru formarea articulatiilor plastice presupuse in stadiul de proiectare⁷⁰. **Trebuie subliniat ca, pentru calculul de rezistenta si stabilitate este securitara luarea in considerare a limitei minime de curgere, $f_{y,\min}$, iar, invers, pentru calculul antiseismic securitara este cea a limitei superioare de curgere, $f_{y,\max}$.**

Privind raportul între limita de curgere și limita ultimă, f_y/f_u , din studii experimentale se observă că în cazul unor cadre rigide solicitate la încărcări orizontale, elementele (grinzi) cu raport cel mai mic formează zone plastice de curgere mari⁷⁰.

Influența variabilității limitei de curgere a oțelului a fost studiată de către Kuwamura&Kato⁷², Elnashai&Crysanthopoulos⁷⁴, Calderoni&Mazzolani⁷⁵, Plumie et al⁷⁶ pe structuri în cadre cu ajutorul metodelor statisticii (simulari Monte Carlo). Analizarea efectelor fluctuației proprietăților mecanice ale oțelului au fost studiate de către Institutul "Tecnica delle Costruzioni" a Universității din Napoli, Italia, prin analizarea statistică a unui număr de date experimentale mari, pentru toate calitățile de oțel folosite în Europa⁴⁷. În anexa II se prezintă diagramele rezultate printr-o analiză de regresie a influenței limitei de curgere, a limitei ultime în funcție de grosimea placilor componente unei secțiuni transversale. Din examinarea diagramelor prezentate în anexa se menționează următoarele concluzii⁴⁷:

- Se demonstrează faptul că condiția $f_w/f_y \geq 1,20$ propusă de EC3²⁷ pentru comportare plastică se respectă.
- Limita de curgere scade cu cât grosimea se mărește iar în cazul rezistenței ultime influența grosimii este destul de mică și se poate neglija.
- Dependența limitei de curgere și grosimii joacă un rol important asupra capacității plastice a cadrelor cu variabilitate accidentală a materialului. Deoarece stalpii sunt alcațuiți din plăci mai groase, datorită conceptului stalp puternic-grînda slabă, pot dezvolta o limită de curgere mai mică față de grinzi, și prin urmare articulațiile plastice pentru realizarea mecanismului global să se formeze pe stalpii și nu la grinzi.
- Coeficientul de variație, COV, a limitei de curgere a materialului este mai mare decât cel al rezistenței ultime. Prin urmare cu cât crește coeficientul de variație a limitei de curgere cu atât sistemul structural are tendința să formeze mecanisme locale de cedare care conduc la formarea unor articulații plastice concentrate numai în anumite zone, și ca atare reducerea ductilității efective a elementului.

Cum s-a mai remarcat, în majoritatea codurilor nu se specifică limitele maxime sau minime. Pentru înlăturarea fenomenului devierii limitei de curgere față de valoare nominală se introduce un coeficient de variație (COV) pentru valoarea de proiectare. În tabelul 3.1 se poate observa modul de abordare a diferitelor normative privind acest fenomen. De obicei coeficientul de variație este mai mare de 0,05, dar în condiții de o producție bine controlată a laminatelor se propune valoarea de 0,025⁷³.

Tabel 3.1 Diferite moduri de abordare a fenomenului variabilității curgerii
Table 3.1 Different approaches of random material variability

Specificatii - Normativ	Calibrarea variabilității materialului	C.O.V
AISC-LRFD(1986) ⁷⁷	Talpa	0,10-0,11
	Inima	
	1,05 $f_{y, min}$ 1,10 $f_{y, min}$	
JIS(1988)	1,10 $f_{y, nom}$	0,10
JIS(1994)	vezi Anexa I, A I 2	
Normative Antiseismice		
EC8 Part 1.3 "Control of the design and construction"	$f_{y, Real} \leq 1,10 f_{y, design}$, $\max r_i - \min r_i \leq 0,20$ $r_i = f_{y, n} / f_{y, s}$ Se dau specificații suplimentare pentru procesul de fabricație constructivă	
UBC/ 94	Nu se dau specificații pentru limita de curgere a materialului în timpul fabricației constructivă	

3.2.3. Comportarea oțelului la încărcări ciclice

Comportarea ciclică a oțelului este însoțită de fenomenul **Bauschinger** (1866) care introduce noțiunea de comportare histeretică a oțelului și buclă histeretică (Fig 3.4 a). Suprafața unui ciclu histeretic reprezintă energia absorbită; cu cât buclă este mai mare cu atât disiparea energiei induse de seism este mai mare. Comportarea ciclică a oțelului este dificil de modelat, totuși modelul cel mai corespunzător⁴⁷, atât din punct de vedere experimental cât și din punct de vedere numeric, este propus de Giuffrè-Menegotto-Pinto⁷⁸ (Fig 3.4 b)

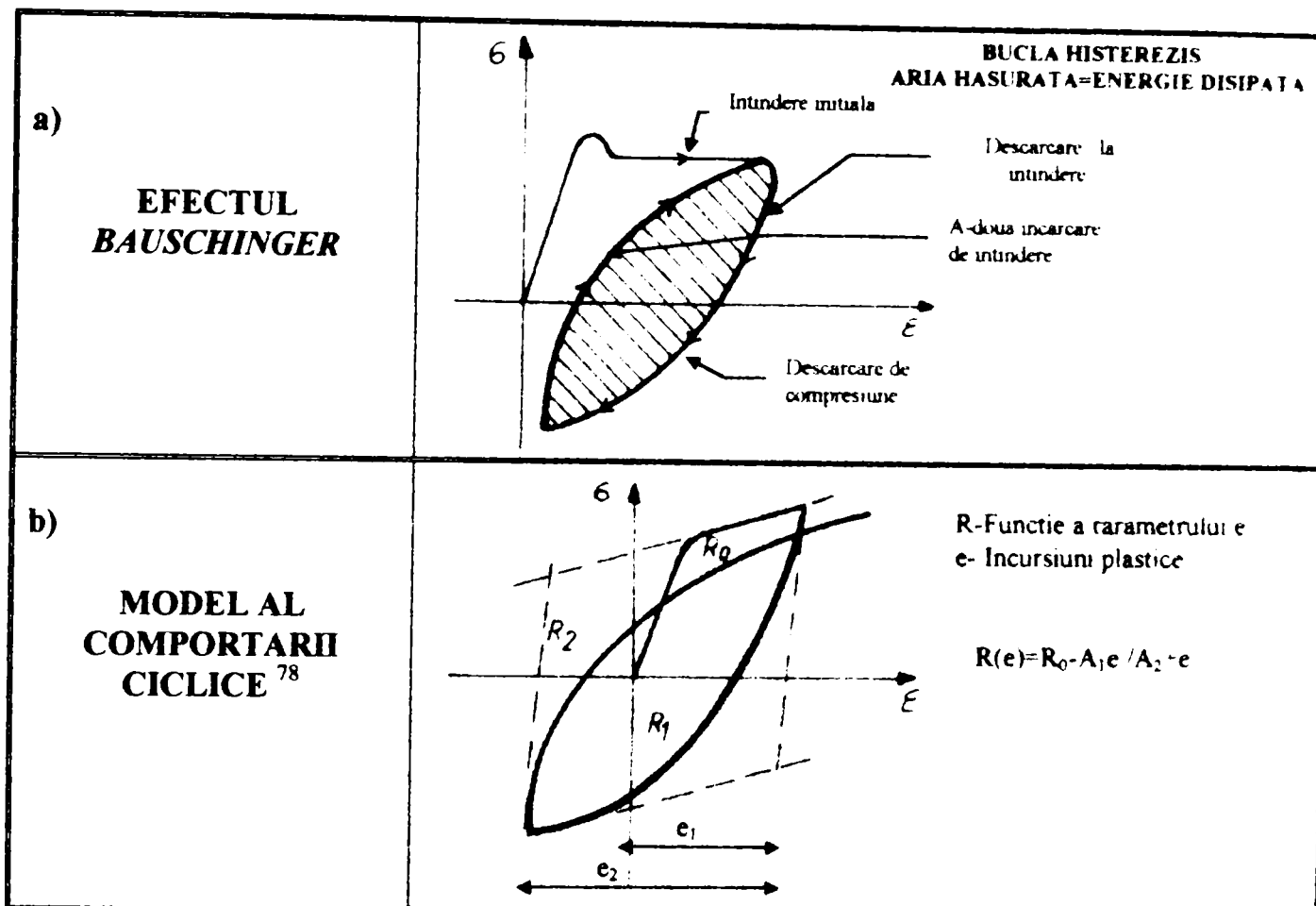


Fig. 3.4 a) Efectul Bauschinger, b) Modelul Giuffrè-Menegotto-Pinto⁷⁸ al comportării ciclice

Fig. 3.4 a) Bauschinger effect, b) Giuffrè-Menegotto-Pinto⁷⁸ cyclic model of structural steel

Comportarea histeretică conduce la creșterea ductilității (Fig. 3.5a). Totuși, în fiecare ciclu se acumulează deformări plastice care produc avarii datorită voalării, propagării fisurilor, oboselii la un număr redus de cicluri (low-cycle fatigue), având tendința de a reduce capacitatea de disipare a energiei, deteriorându-se ductilitatea structurală (Fig. 3.5 b).

Conform EC3²⁷ oboseala se definește ca "avarierea unei părți structurale, prin propagarea succesivă a fisurilor cauzate variației tensiunilor". Oboseala la un număr redus de cicluri până la rupere este asociată cu deformările mari în domeniul plastic ($\Delta \epsilon > 2\epsilon_p = 2f_y / E$), aceste cicluri cu amplitudini mari în stadiul postelastice se leagă cu fenomenul voalării⁶⁴. Acest tip de oboseală apare numai în cazul seismelor severe, care produc 5-20 de cicluri și diferă de oboseala în domeniul elastic (materialul rezistă un număr mare de cicluri fără a depăși limita de proporționalitate, high-cycle fatigue). Rezistența la oboseală la un număr redus de cicluri reprezintă tensiunea maximă pentru care materialul este capabil să reziste, fără distrugerea epruvetei, pentru o anumită solicitare (tensiune-compresiune, etc) dată de un număr precis de

cicluri de incarcare⁷⁹. Totusi, rezistenta epruvetelor difera de cea a elementului actual. de exemplu o proba din otel moale rezista mai mult de 400 de cicluri la o deformatie de 0.025 pe cand pentru o sectiune ductila incovoaiata, voalarea incepe la prima jumatatea ciclului la o deformatie de 0.025 iar ruperea se produce dupa 16 cicluri⁸⁰. Solicitarile ciclice reduc ductilitatea materialului datorita fisurarii (fisuri fragile, fisuri ductile) care pot produce ruperi casante, in special in cazul otelurilor de rezistenta mare sau a sudurilor imbinarilor (cazul Northridge, Kobe).

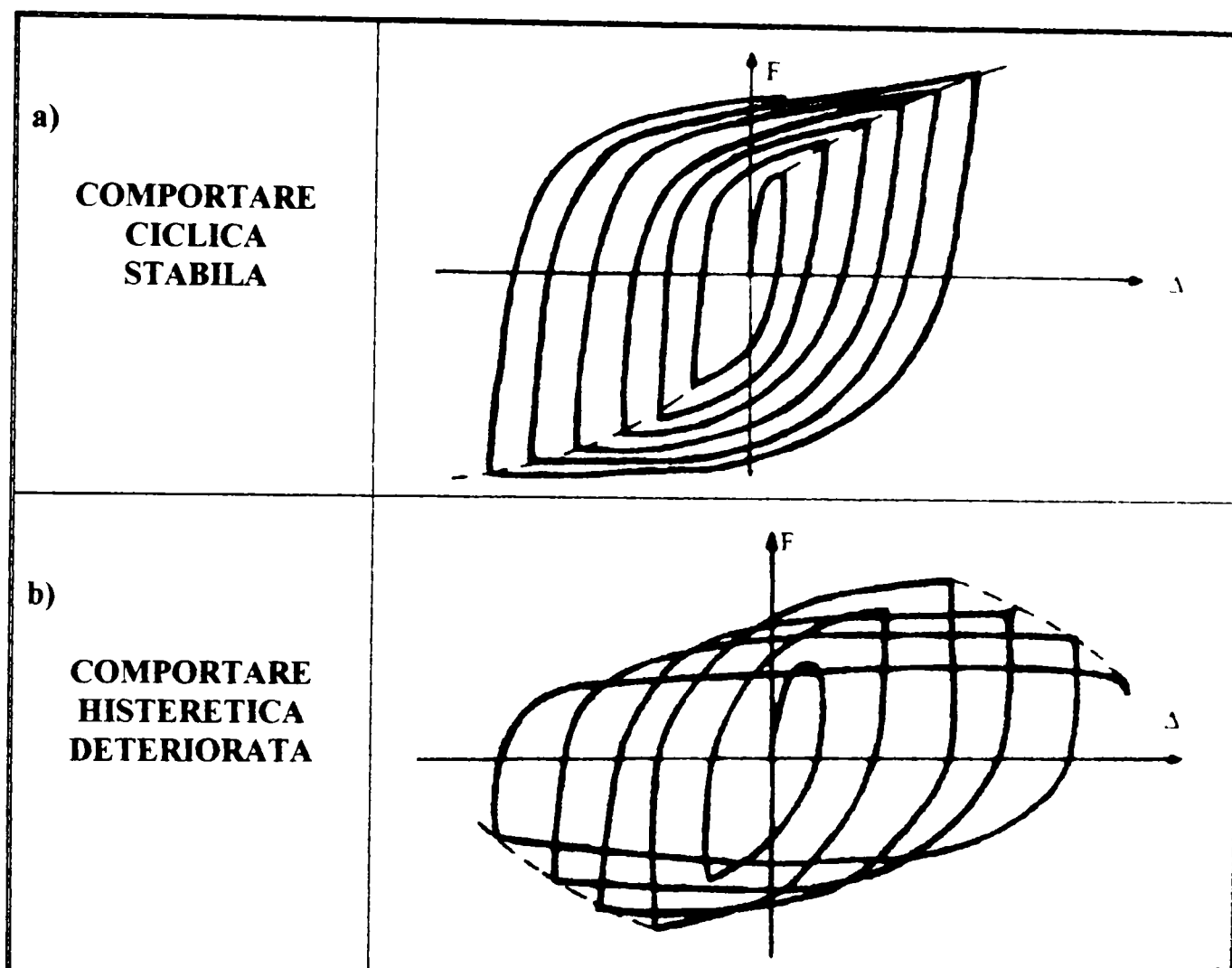


Fig. 3.5 a) Comportare ciclica ductila, b) Comportare ciclica deteriorata
Fig. 3.5 a) Ductile cyclic behavior, b) Deteriorated hysteric behavior

3.2.4. Comportarea otelului la incarcari dinamice-seismice

In cazul solicitarii dinamice-seismice, caracteristicile de rezistenta si deformabilitate ale otelului, atat in domeniul elastic cat si in domeniul plastic, se modifica fata de cele cunoscute pentru incarcari statice (monotone) sau ciclice. Proprietatile dinamice ale otelului depind de tipul excitatiei seismice (langa sursa, departe de sursa, viteza de incarcare, etc.) si de caracteristicile lor mecanice. In anumite cazuri (viteze de incarcari mari) comportarea curbei caracteristice se modifica complet, otelul transformandu-se dintr-un material ductil intr-unul fragil. Modulul de elasticitate dinamic se maresc cu 9-26% fata de cel static. Efectul marimii deformatiilor (strain rate effect) conduce la cresterea limitei de curgere si a rezistentei ultime cu aproximativ 20-30%⁸¹. Alti factori care reduc ductilitatea materialului sunt fragilizarea deformatiilor cauzate de acumulari plastice, stagnarea tensiunilor care permit formarea deformatiilor plastice in zone de imbinare⁷⁰, efectul temperaturii, influenta sudurilor

3.3. Ductilitatea placilor si sectiunilor transversale

3.3.1. Comportarea placilor. Fenomenul de voalare

Elementele de constructii metalice sunt alcatuite din placi subtiri individuale care pot fi rezemate pe una sau doua laturi, rigidizate (inima) sau nerigidizate (talpa)⁷⁷ formandu-se sectiunea transversala a elementului. Placile isi pot pierde local stabilitatea sub actiunea sollicitarilor modificandu-si forma si influentand asupra rezistentei, stabilitatii si a capacitatii de deformare a elementului. Fenomenul de voalare se manifesta, de obicei, localizat intr-o anumita zona de pe sectiune respectiv de pe lungimea elementului. In functie de dimensiunile placii, de modul ei de rezemare si de natura sollicitarilor, fenomenul de voalare poate apare sub actiunea unor tensiuni care depasesc sau nu limita de curgere a materialului (voalarea in domeniul elastic sau in domeniul plastic). Criteriul care delimiteaza aceasta comportare este dat prin raportul grosime-latime a placilor componente unei sectiuni transversale precum si de criteriul deformatiilor (hotaritor pentru calculul plastic). Tensiunea critica in cazul voalarii in stadiul elastic este data din relatia lui Timoshenko & Gere⁸²:

$$\sigma_{cr} = k \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t}{b}\right)^2 \quad (3.1)$$

unde:

k-coeficient de voalare dat in functie de conditiile de rezemare.

ν -coeficient lui Poisson ($\nu=0,30$);

b/t-raportul grosime-latime a placilor componente.

Referitor la voalarea inelastica a placilor, talpa-inima, G.Haaijer^{83,84} a dezvoltat o teorie care a constituit baza pentru o serie de lucrari (Khulmann⁸⁴, Gioncu^{38,86,87}, Mazzolani & Piluso⁴⁷)

In cazul voalarii in domeniul plastic, placa trebuie sa fie capabila sa sustina deformatii mai mari decat deformatiile de curgere, fara sa voaleze⁸³. Sub alt context, o placa sau o sectiune este adecvata pentru calculul plastic numai cand voalarea se dezvolta dupa atingerea zonei de ecrusare⁸⁴. Datorita discontinuitatii curgerii, fenomenul de dynamic jump (Fig.3.5), zona de ecrusare se considera ca apartine domeniului plastic de voalare.

Aparitia fenomenului de voalare determina o scadere sensibila a capacitatii portante, reduce rigiditatea si rezistenta elementului dar nu este asociata cu capacitatea ultima a elementului.

3.3.2. Comportarea inelastica a talpii

Pentru studiul comportarii inelastice a talpii s-au dezvoltat, in trecut, 2 metode, prima se bazeaza pe conceptul voalarii placilor ortotrope^{83,84} iar a doua pe conceptul voalarii prin torsiune a unei placii dreptunghiulare incastrate⁷². Ambele considera ca voalarea apare in stadiul comportarii de ecrusare a materialului.

Conform primei, pentru placa dreptunghiulara sollicitata la compresiune uniforma rezemata articulat pe directia incarcarii, tensiunea critica rezulta prin rezolvarea ecuatiei de bifurcare (Fig.3.6):

$$\sigma_{cr} = \left(\frac{t}{b}\right)^2 \left[\frac{\pi^2}{12} D_x \left(\frac{b}{l_m}\right)^2 + G_x \right] \quad (3.2)$$

unde:

G_{st} - Modul de forfecare in stadiul de ecrusare.

$D_x = E_x / (1 - \nu_x \nu_y)$.

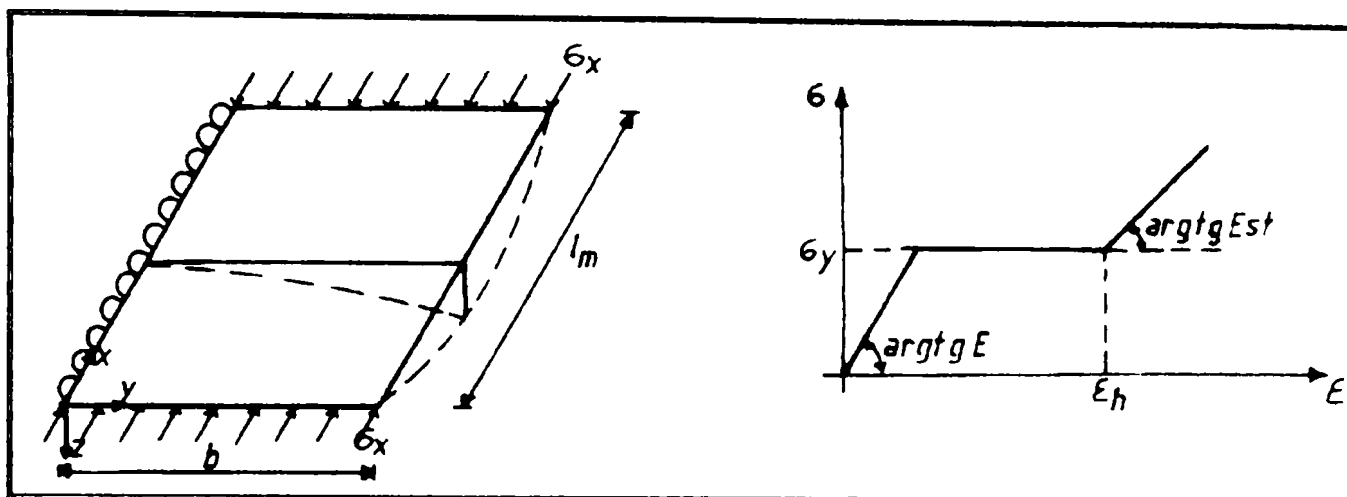


Fig. 3.6 Placa nerigidizata articulata pe directia incarcarii [83]

Fig. 3.6 Unstiffened plate with hinged support at load edge [83]

Pentru o placa lunga primul termen din paranteza se neglijeaza. Limita de suplete se gaseste punand conditia $\sigma_{cr} = \sigma_y$ pentru o placa perfecta, rezultand urmatoarea relatie:

$$\left(\frac{b_f}{2t_f}\right) = \sqrt{\frac{G_{st}}{\sigma_y}} \quad (3.3)$$

unde:

b_f/t_f - raportul grosime-latime a talpii;

G_{st} - modul de forfecare in stadiul de ecrusare;

σ_y - limita de curgere.

Conform metodei lui Lay⁷², voalarea inelastica a talpii grinzii se rezolva printr-o analogie cu voalarea prin torsiune a unui stalp scurt. In cazul cand talpa unei sectiuni dublu T nu este incastrata in inima, pentru prevenirea voalarii, se poate calcula ca un stalp scurt simplu rezemat cu ajutorul ecuatiilor lui **Bleich**, pentru cazul flambajului prin torsiune rezulta o relatie asemanatoare cu (3.3):

$$\sigma_{cr} = \frac{G_{st} J}{I_p} = \frac{G_{st}}{(b_f/t_f)^2} ; \quad \sigma_{cr} = \sigma_y = \frac{b_f}{2t_f} = \sqrt{\frac{G_{st}}{\sigma_y}} \quad (3.4)$$

Considerand ca deplasarile laterale intre cele doua talpi se neglijeaza, si faptul ca in realitate exista o legatura intre talpa comprimata si inima (incastrare partiala, interactiune inima-talpa) precum si alegerea corecta a lungimii de voalare, rezulta (Fig.3.7):

$$\frac{b_f}{2t_f} = \sqrt{\frac{G_{st}}{\sigma_y} + 0,381 \left(\frac{E_{st}}{\sigma_y}\right) \left(\frac{t_w}{t_f}\right) \sqrt{\frac{A_f}{A_w}}} \quad (3.5)$$

unde: $G_{st} = \frac{4E}{5,2 + h}$; $h = E/E_{st}$

Datorita faptului ca voalarea se dezvolta in cazul variatiei momentului, Lay⁷² propune urmatoarea relatie pentru calculul limetei de suplete a talpilor:

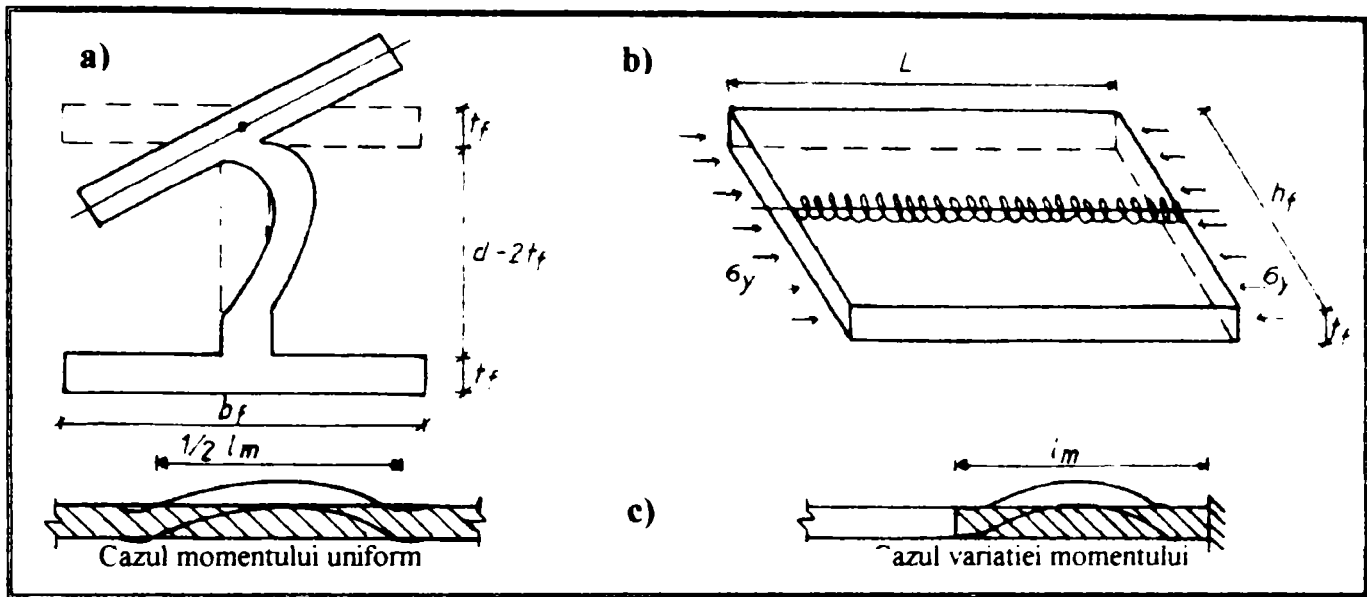


Fig. 3.7 a) Sectiune deformata, b) Model de calcul al talpii, c) Lungime de voalare plastica
 Fig.3.7 a) Deformed cross section, b) Flange model, c) Plastic wave length⁷³

$$\frac{b_f}{t_f} = \sqrt{\frac{12,64}{3 + \frac{\sigma_u}{\sigma_s}} \frac{1}{\varepsilon_s} \left[\frac{1}{1 + \frac{h}{5,2}} \right]} \quad (3.6)$$

Tensiunile critice in domeniul plastic, $\sigma_{cr,pl}$, pot fi exprimate prin limita de curgere cu ajutorul unui coeficient adimensional de voalare⁴¹:

$$\sigma_{cr,pl} = s f_y \quad (3.7)$$

Coeficientul, s , de voalare a fost determinat initial de Kato^{88,89} pe baza analizarii statistice rezultatelor obtinute experimental. Pentru sectiuni transversale dublu T coeficientul, s , este

$$\frac{1}{s} = 0,6003 + \frac{1,600}{\alpha_f} + \frac{0,1535}{\alpha_w} \quad (3.8)$$

unde:

$$\alpha_f = \frac{E}{f_{yf}} \left(\frac{t_f}{b} \right)^2 ; \quad \alpha_w = \frac{E}{f_{yw}} \left(\frac{t_w}{d_e} \right)^2 ; \quad d_e = \frac{1}{2} \left(1 + \frac{A}{A_w} n_p \right) d$$

d_e - inaltime echivalenta intre cele doua talpi. Reprezinta inaltimea parti comprimate a inimii cand sectiunea este plastificata;

α_f - parametru de suplete a talpii;

α_w - parametru de suplete a inimii.

Deoarece relatia (3.8) tine cont numai de nivelul sectiunii, Mazzolani&Piluso⁵⁰ au propus urmatoarea relatie empirica care tine seama si de caracteristicile elementului:

$$\frac{1}{s} = K + \frac{1,6325}{\alpha_f} + \frac{0,0621}{\alpha_w} - 2,4085 \frac{b}{L} \quad (3.9)$$

unde:

$$K = 0,5463 + 0,00147 E/E_h + 0,00777 \varepsilon/\varepsilon_h ; \quad K = 0,6970(\text{Fe 360}), 0,6947(\text{Fe430}), 0,6933(\text{Fe 510})$$

Pentru determinarea limitelor de suplete ale talpii, avand in vedere ca ea trebuie sa voaleze in stadiul plastic rezulta urmatoarele conditii:

- Din conditia de a preveni voalarea in domeniul elastic rezulta conditia maxima de zveltete a talpii. Folosand relatia(3.1) lui Timoshenko&Gere⁸² se obtine:

$$\left(\frac{b}{t_f}\right)_{\max} \approx 19 \sqrt{\frac{235}{f_{yf}}} \quad (3.10)$$

Pentru otelurile folosite in Europa rezulta urmatoarele limite de suplete:

$$\left(\frac{b}{t_f}\right)_{\max} = 19.0 \text{ (Fe 360), } 17.56 \text{ (Fe 430), } 15.45 \text{ (Fe510)}$$

- Din conditia de a obtine voalarea plastica folosand relatia lui Lay⁷²(3.6) transformata⁴¹, rezulta conditia minima a limitei de suplete:

$$\left(\frac{b}{t_f}\right)_{\min} = \frac{1,126}{\left[\left(1 + 0,6 \frac{f_{uf}}{f_{yf}}\right)(1 + 0,192h)\right]} \sqrt{\frac{E}{f_{yf}}} \quad ; h = E/E_h \quad (3.11)$$

Pentru otelurile folosite in Europa rezulta urmatoarele limite de suplete:

$$\left(\frac{b}{t_f}\right)_{\min} = 8.38 \text{ (Fe 360), } 7.27 \text{ (Fe 430), } 6.19 \text{ (Fe 510).}$$

3.3.3. Comportarea inelastica a inimii

Pentru studiul comportari inelastice a inimii cercetarea a fost limitata. Haaijer&Thurliman^{83,84} au studiat voalarea inimii pentru elemente incovoiate solicate la forta axiala si moment incovoietor dar cu rezultatele aplicate numai pentru otel A36 (ASTM, $f_y = 224 \text{ N/mm}^2$).

Determinarea limitelor de suplete ale inimii rezulta din urmatoarele conditii⁴¹:

- Pentru a preveni voalarea in domeniul elastic, din relatia (3.1) rezulta conditia maxima:

$$\left(\frac{d}{t_w}\right)_{\max} \leq 4,65 \sqrt{\frac{E}{f_{yw}}} \approx 139 \sqrt{\frac{235}{f_{yw}}} \quad (3.12)$$

Pentru otelurile folosite in Europa (anexa I, A.I.1) rezulta urmatoarele limite de suplete:

$$\left(\frac{d}{t_w}\right)_{\max} = 139 \text{ (Fe 360), } 128.49 \text{ (Fe 430), } 113.09 \text{ (Fe 510).}$$

- Supletea maxima pentru a preveni voalarea elastica datorita taierii⁸².

$$\tau_{cr} = 5,35 \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \frac{t_w}{d} \geq \frac{f_{vw}}{\sqrt{3}} \quad (3.13)$$

$$\left(\frac{d}{t_w}\right) \leq 2,89 \sqrt{\frac{E}{f_{vw}}} \approx 85 \sqrt{\frac{235}{f_{vw}}} \quad (3.14)$$

Pentru otelurile folosite in Europa rezulta urmatoarele limite:

$$\left(\frac{d}{t_w}\right) = 85 \text{ (Fe 360)}, 78.57 \text{ (Fe 430)}, 69.15 \text{ (Fe 510)}.$$

- Pentru a preveni voalarea plastica a talpii in inima, conditia data de EC3 este:

$$\frac{d}{t_w} \leq K \frac{E}{f_{vw}} \left(\frac{A_w}{A_{fc}}\right)^{1,2} \quad (3.15)$$

$K = 0.30$ (sectiuni ductile), 0.40 (sectiuni compacte), 0.55 (sectiuni semi-compacte).
 A_{fc} -Aria comprimata a talpii.

- Pentru a preveni cedarea plastica datorita taierii trebuie⁴¹:

$$V_{sd} < V_{pl.Rd} \quad (3.16)$$

unde:

V_{sd} -Forta taietoare de proiectare.

$V_{pl.Rd}$ -Rezistenta plastica de forfecare.

$$\frac{L}{h} \approx 4,2 \frac{A_f f_{vf}}{A_w f_{vw}} \quad (3.17)$$

Pentru valori mai mare decat cele date din relatia (3.17), grinzile cedeaza prin forfecare plastica iar pentru valori mai mici prin incovoiere plastica.

3.3.4. Lungimea de voalare

In afara de conditia necesara, pentru care sectiunea transversala trebuie sa voaleze in domeniul plastic, foarte importanta este determinarea lungimii de voalare, ℓ_m , a talpii comprimate care reprezinta lungimea mecanismului plastic. Lay&Galambos⁷¹ au propus ca lungimea de voalare plastica, ℓ_m , sa se ia in functie de variatia momentului, pentru cazul momentului uniform se considera intreaga lungimea iar pentru cazul variatiei momentului, la care numai o parte a talpii se plastifica, se considera jumatatea acestei lungimi (Fig.3.7c). Totusi, din experimente^{83,85,90} se demonstreaza ca pentru ambele cazuri trebuie luat jumatatea mecanismului plastic.

Pentru talpa incastrata elastic Haaijer⁸³ a propus ca lungimea mecanismului plastic este $(0.80 \div 1.20)b$. Lay⁷² a propus o relatie mai explicita eliminand empiricismul propunerii lui Haaijer :

$$\frac{f_m}{b} = \frac{\pi t_f}{4 t_w} \left(\frac{A_w}{A_f} \right)^{1.4} \left(\frac{7l+v}{3h} + \frac{1}{4} \right)^{1.4} \quad (3.18)$$

Considerand proprietatile mecanice otelurilor uzuale folosite in practica relatia devine⁴¹.

$$\beta = \frac{f_m}{b} \approx 0.71 \frac{t_f}{t_w} \left(\frac{A_w}{A_f} \right)^{1.4} \approx 0.6 \left(\frac{t_f}{t_w} \right)^{3.4} \left(\frac{d}{b} \right)^{1.4} \quad (3.19)$$

In Figura 3.8a se poate vedea ca pentru sectiuni dublu T valorile lui β variaza intre 0.8÷1.20 conformand propunerea lui Haaijer, iar in Figura 3.8b se observa excelenta corelare a rezultatelor experimentale, β_E , cu cele teoretic, β_T ^{41,87}.

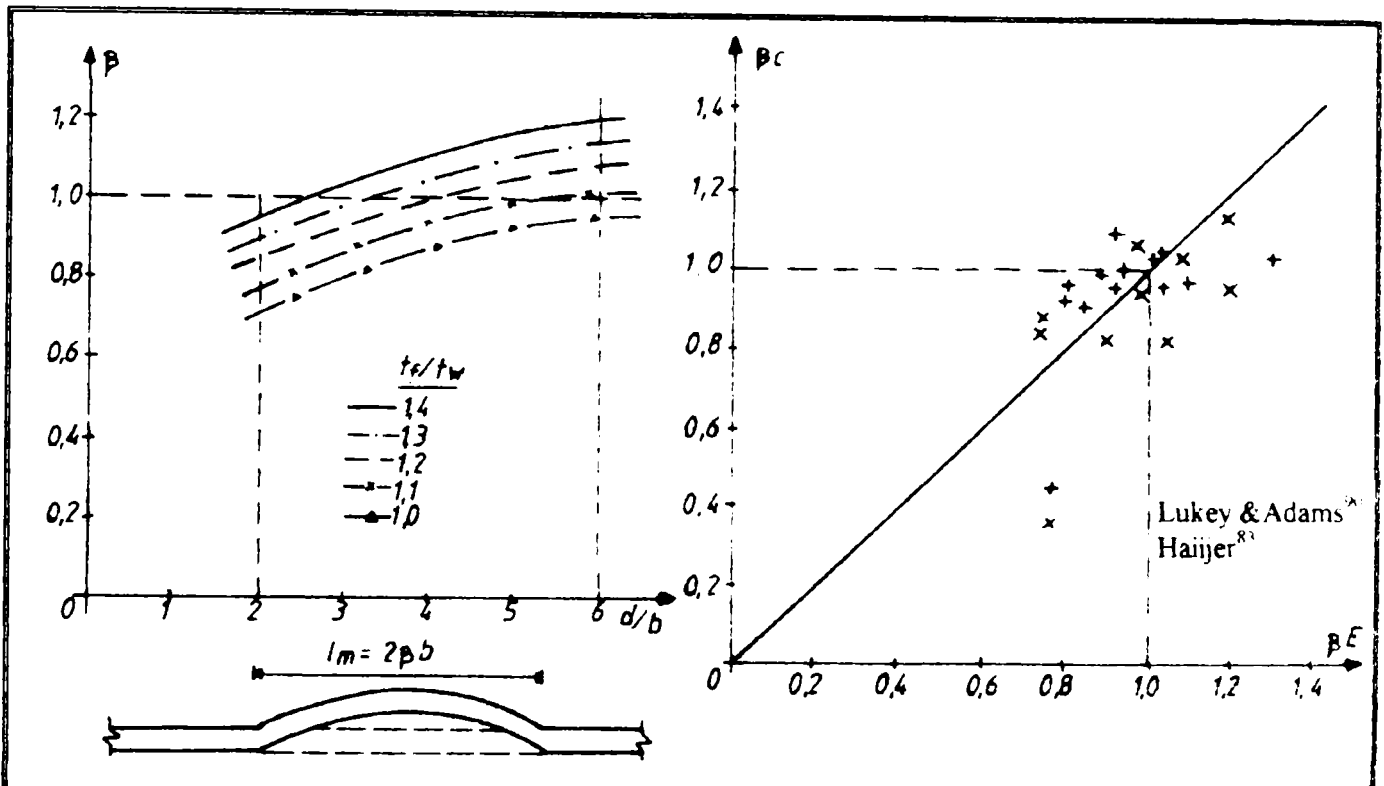


Fig.3.8a) Lungimea mecanismului plastic, b) Corelarea rezultatelor experimentale-teoretice^{41,87}
 Fig. 3.8 a) Length of plastic mechanism, b) Correlation experimental-theoretical values^{41,87}

3.3.5. Influenta flambajului prin incovoiere-torsiune

Elementele incovoiate isi pot pierde stabilitatea prin fenomene de incovoiere laterala insotite de rasucire astfel incat momentul plastic nu poate fi atans si mentinut pentru o capacitate de rotire suficient de mare, compatibila cu dezvoltarea mecanismului plastic de cedare (Fig.3.9a). **Pierderea stabilitatii prin incovoiere-torsiune este o stare limita de epuizare a capacitatii de utilizare a elementului. Prin urmare, elementul nu mai dispune alta capacitate de deformare, ductilitatea reducandu-se brusc. Asadar, in cazul elementelor solificate la actiuni seismice este obligatoriu ca voalarea plastica sa se produca inaintea aparitiei flambajului lateral si de rasucire.**

Factori care influenteaza acest fenomen sunt: tipul si pozitia incarcarilor, legaturile laterale la extremitatile elementelor precum si in pozitiile intermediare, continuitatea pe reazeme, rezolvarile constructive (elemente de rigidizare care impiedica deplanarea sectiunii, goluri, etc.).

In toate normele, fenomenul este pus in evidenta printr-o relatie intre momentul critic care produce pierderea stabilitatii si distanta intre legaturile, L_b , care asigura grinda impotriva deplasarii laterale a talpii comprimate precum si la asigurarea rasucirii sectiunii transversale

In cazul cadrelor asigurarea impotriva flambajului lateral se realizeaza prin plansee la nivelul talpii superioare, prin grinzi secundare dispuse perpendicular pe grinzi principale (asigura talpa inferioara), Fig. 3.9b, precum si prin diferite tipuri de rigidizare transversale sau longitudinale in combinatie cu cele transversale formind partial sectiuni cheson (Fig 3.9c)

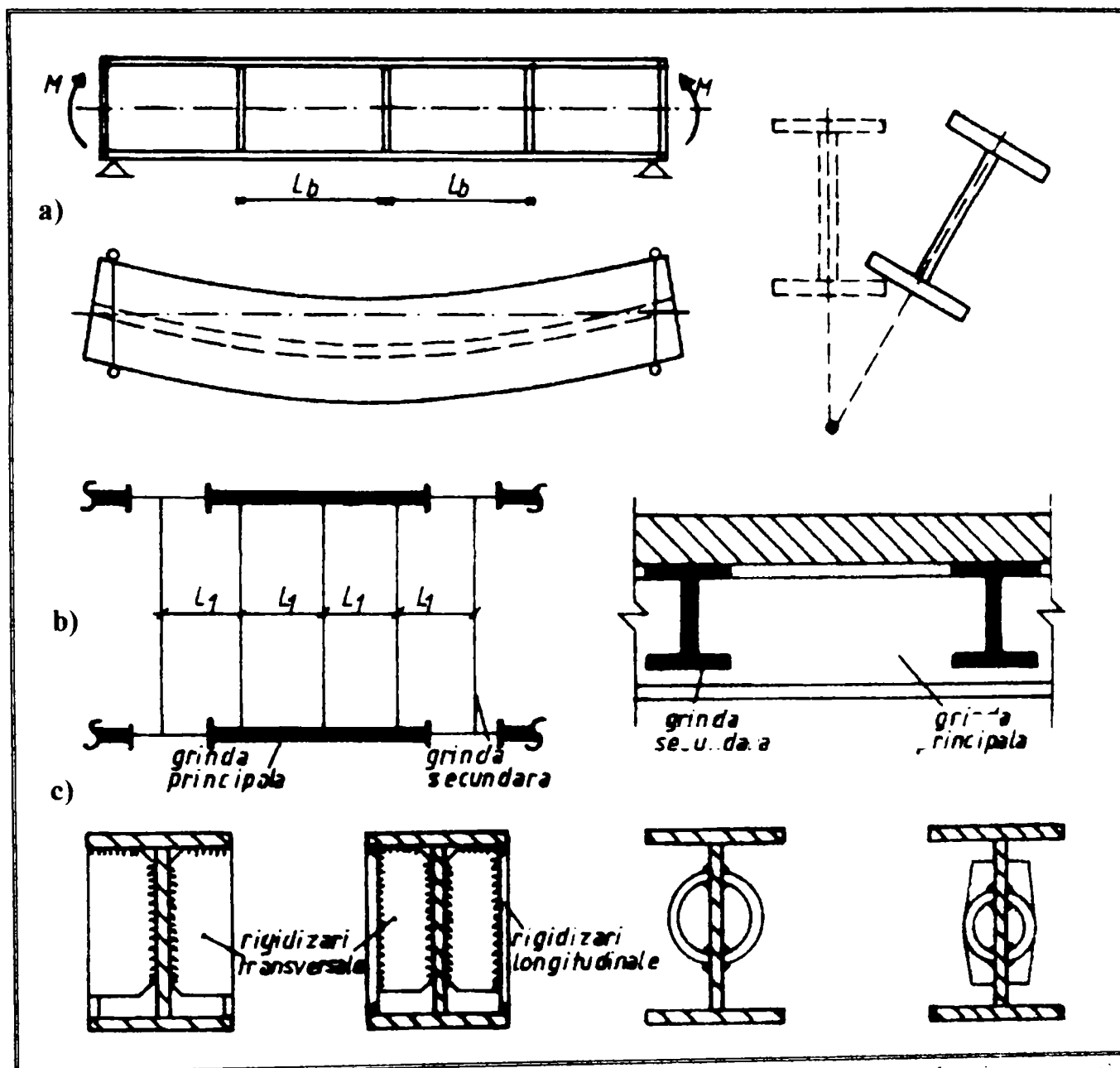
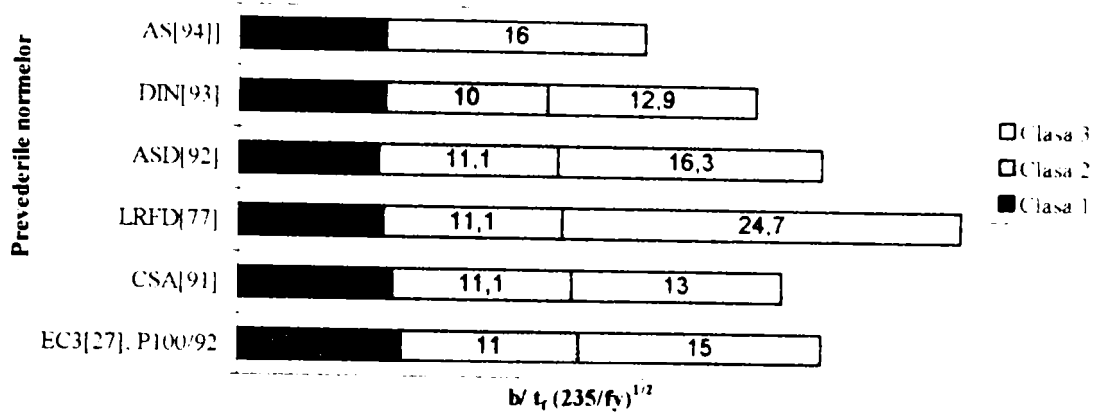


Fig. 3.9a) Fenomenul instabilitatii prin incovoiere-torsiune, b,c)Diferite rezolvari constructive
 Fig. 3.9 a) Flexural torsional buckling of beam, b, c) Different constructional details

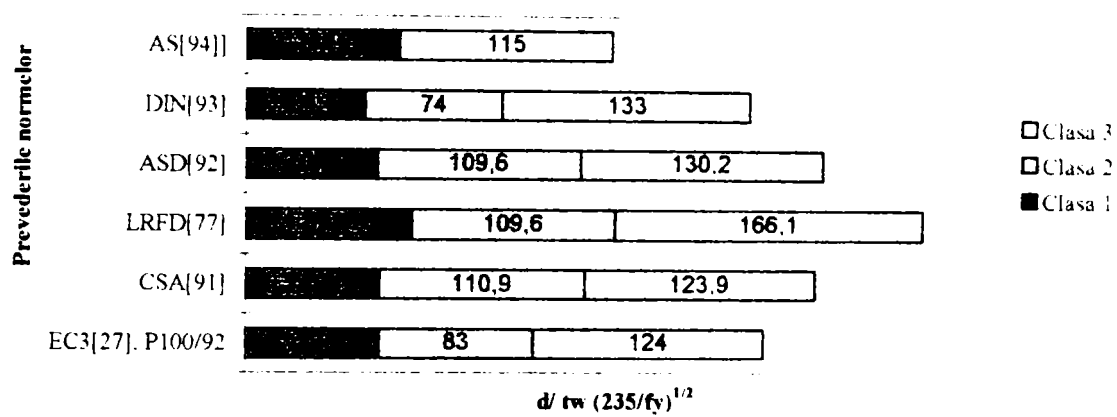
3.3.6. Clasificarea sectiunilor transversale

Clasificarea sectiunilor se face in functie de grosime-latime a placilor componente in sensul posibilitatii formarii unor articulatii plastice cu suficienta sau limitata capacitate de rotire. Incadrarea sectiunilor contureaza domeniile in care se poate manifesta fenomenul de voalare si conditioneaza metoda de utilizare pentru analiza globala(elastica sau plastica). In EC3 se definesc 4 clase, **ductile (plastice)-compacte-semicompacte-suple**, (vezi 2.1 2, Fig. 2.3)

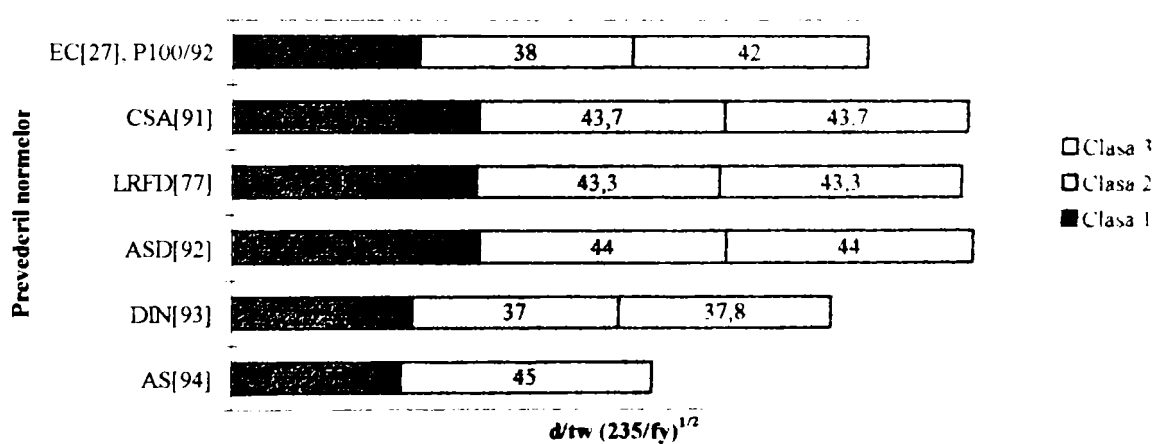
In Figura 3.10 se prezinta limitele de suplete ale diferitelor norme pentru inima incovoaiata si talpa comprimata.



a) Limite de suplete ale talpi comprimate.



b) Limite de suplete ale inimii incovoiate.



c) Limitele de suplete ale inimii comprimate.

Fig. 3.10 Limitele de suplete talpii- inimii ale diferitelor coduri de constructii metalice
 Fig. 3.10 Limiting values of the width-to-thickness ratios for different codes

Se poate observa ca, pentru talpi comprimate limitele cele mai severe pentru clasa 1 sunt date de norma americana⁹² ASD (Allowable Stress Design) iar pentru sectiuni de clasa 3 de codul German⁹³, DIN. Limita de suplete pentru clasa 3 data de AISC- LRFD⁷⁷ (1986) este foarte optimista depasand limita maxima data in relatia(3.10), pentru a preveni voalarea in domeniul elastic(corespunde clasei 4 din EC3). Pentru inima incovoziata limitele cele mai severe sunt date in DIN⁹³ pentru clasa 1 iar pentru clasa 3 AISC-LRFD⁷⁷(1986) prescrie limita cea mai optimista. In general, limitele de suplete cele mai severe sunt date de codul German⁹³ iar EC3 se situeaza intre DIN si AISC-LRFD, valorile lui fiind mai severe decat relatiile (3.10, 3.12).

Limitele prezentate mai sus sunt date pentru pentru calculul plastic. Pentru proiectarea antiseismica exista o diferentiere la modul de abordare a fenomenului de voalare. Specificatiile normativului american, AISC (Seismic Provisions,1994) prescriu limitele de suplete care sa permita dezvoltarea unei capacitati de rotire intre 7-9⁸⁰ (fata de capacitate de rotire egala cu 3 pentru calculul plastic⁵³), pentru sectiuni ductile:

- Pentru talpa comprimata: $\frac{136}{\sqrt{f_y}} = 8.87$ (Fe 360), 8.20 (Fe 430), 7.21 (Fe 510)
- Pentru inima comprimata: $\frac{1365}{\sqrt{f_y}} = 89.0$ (Fe 360), 82,31(Fe 430), 72.44 (Fe 510).

In cazul Europei, limitele de suplete pentru proiectare antiseismica sunt prescrise in EC8²⁹ (P100/92,Romania, N.E.A.K., Grecia), date in functie de factorul de comportare, q. In tabelul 3.2 se poate observa limitele pentru talpa comprimata si inima incovoziata conform EC8 si ECCS-TC13⁶.

Tabel 3.2. Limitele de suplete conform EC8, ECCS-TC13

Table 3.2 Limiting values for width-to-thickness ratios according EC8 ,ECCS-TC13

Clasa	b / t _f		d / t _w	
	EC8	ECCS-TC13	EC8	ECCS-TC13
Clasa 1 q<6	10ε	9ε	66ε	66ε
Clasa 2 q<4	11ε	10ε	78ε	78ε
Clasa 3 q<2	13ε	12ε	82ε	90ε

$$\varepsilon = (235 / f_y)^{1/2}$$

Privand EC3 si EC8 se remarca urmatoarele deficiente in cea ce priveste clasificarea sectiunilor in legatura cu comportarea reala a elementului pentru asigurarea ductilitatii locale^{29,50}:

- Limitele de suplete sunt date independent, totusi talpa este incastrata in inima si invers. Aceasta interactiune este neglizata de majoritatea normativelor, numai codul japonez (AII-LSD, 1990) prevede limite de suplete, pentru inima si talpa, dependente
- Asigurarea ductilitatii locale nu depinde numai de b/t_f, d/t_w, ci se de raporturile d/b, L/b, variatia momentului, nivelul fortelor axiale, nivelul fortelor de forfecare, variabilitatea limitei de curgere, flambajul prin incovoiere-torsiune, excentricitatea fortei axiale, etc.

De asemenea, atat in EC3 cat si in EC8, criteriul clasificarii sectiunilor este dat prin diagrama moment-rotire (Fig. 2.2), totusi comportarea la nivelul sectiunii este descrisa de diagrama moment-curbura, M-φ. Pe de alta parte capacitatea de rotire este prescrisa numai calitativ, iar cantitativ nu sunt date limitele exacte de ductilitate fiecarei clase de sectiune, provenite dintr-o teorie sau pe baza datelor experimentale.

Avand in vedere cele expuse anterior, Vayas&Psycharis⁹⁵ propun conceptul echivalarii nivelelor de ductilitate sectiunilor metalice cu cele din beton armat, conform EC8 (pentru clasa 1 $\mu_\phi=15$, clasa 2 $\mu_\phi=6$, clasa 3 $\mu_\phi=3$). Alti cercetatori^{29,41,50} propun definirea nivelului de ductilitate in functie de comportarea elementului, in acelasi timp propunand anumite limite pentru capacitatea de rotire capabila a unui element (vezi §2.1.2).

3.3.7. Influenta interactiunii intre inima si talpa

Cum deja s-a remarcat, exista o interactiune intre inima si talpa, si prin urmare limitele b/t_f , d/t_w trebuie sa fie dependente. Codul Japonez AIJ-LSD (1990), bazat pe lucrarile lui Kato^{88,89} prescrie asemenea limite corelate cu o anumita capacitate de rotire pentru fiecare nivel de ductilitate (Fig. 3.11). In anexa III (A.III.1,2) se prezinta limitele de suplete codului AIJ-LSD (1986,1990).

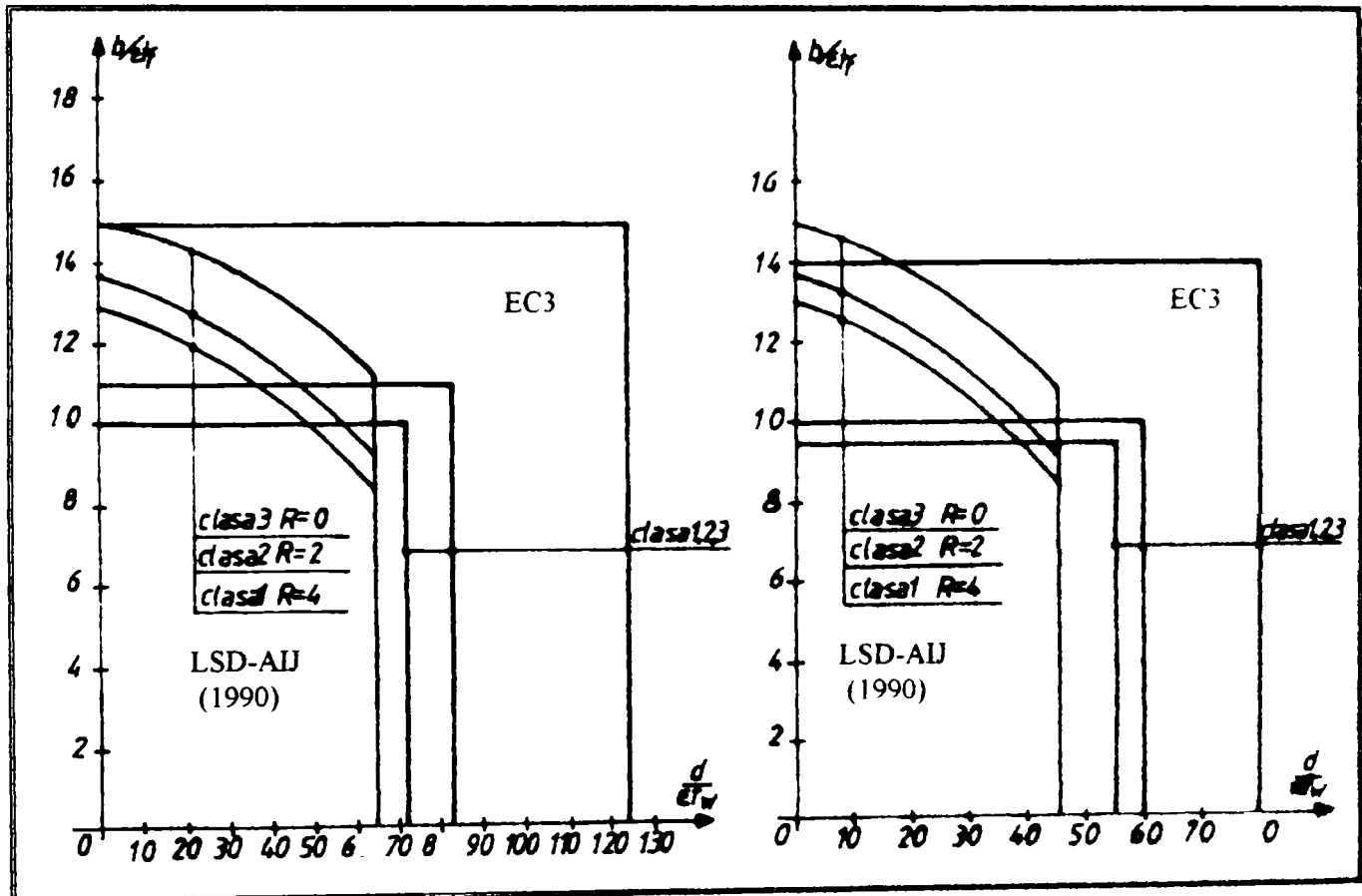


Fig. 3.11 Comparatia intre codul AIJ-LSD (1990, draft), EC3
Fig. 3.11 Comparison between AIJ-LSD (1990, draft), EC3

Din relatia (3.9), considerand $s=1.0$, adaca aparitia voalarii in stadiul elastic rezulta curba de interactiune⁴¹ care tine cont atat de nivelul sectiunii cat si de nivelul elementului, b/l . (Fig. 3.12):

$$A \left(\frac{b}{t_f} \right)^2 + B \left(\frac{d}{t_w} \right)^2 = 1 \quad (3.20)$$

$$A = \frac{1.6325}{1 - K + 2.4085 \left(\frac{b}{L} \right)^{\epsilon_{yf}}} \quad ; \quad B = \frac{0.01553}{1 - K + 2.4085 b L} \epsilon_{yf} \left(1 + \frac{A}{A_w} n_p \right)^2$$

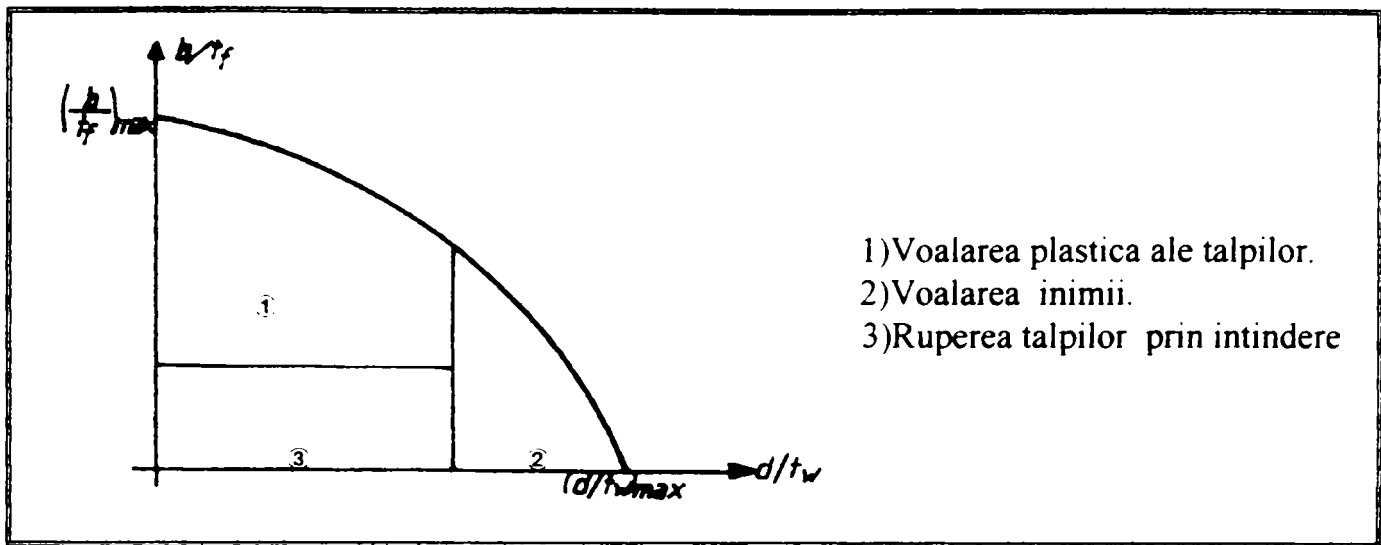


Fig. 3.12 Curba de interactiune, modul de cedare a sectiunii transversale [41]

Fig. 3.12 Interaction curve. Collapse modes for I sections [41]

Din Figura 3.12 se pot distinge modurile de cedare a sectiunii transversale:

1. datorita voalarii plastice ale talpii (recomandata);
2. datorita voalarii elastice sau plastice a inimii (reduce capacitatea posibila de deformare a sectiunii transversale);
3. datorita ruperii talpii intinse (pe cat posibil de evitat).

3.4. Ductilitatea elementului

3.4.1. Comportarea reala a elementelor

Cadrela de incovoiere sunt alcatuite din rigle si stalpi; in momentul solicitarii seismice elementele componente interactioneaza intre ele pentru a raspunde satisfactor excitatiei exterioare. Factori care influenteaza aceasta comportare a subansamblelor depind de mai multi parametri care devin greu de studiat. Din aceasta cauza se recurge la simplificarea comportarii riglelor si stalpilor prin elemente care au o comportare similara. Totusi, inainte de toate este foarte important, sa fie prezentate principalele aspecte ale comportarii reale elementelor cadrelor.

In general, in conceptul filozofiei moderne de calcul antiseismic, se considera 3 tipuri de mecanisme de cedare (mecanism global, mecanism de etaj, mecanism mixt, Fig.1.11). In cadrele reale actioneaza simultan atat forte orizontale cat si cele gravitationale. Influenta raportului intre actiunile verticale si cele orizontale afecteaza modul de formare a articulatiilor plastice. Rigla din Figura 3.13 poate avea concomitent articulatii plastice atunci cand are moment negativ la un capat si pozitiv la celalalt, $M_R = M_L = M_{pl}$ (Fig. 3.13c), rezultat din combinatia incarcarilor (Fig.3.13a,b). Pentru cazul din Figura 3.13d cu momente negative la ambele capete, dupa aparitia primei articulatiei plastice, $M_R = M_{pl}$ si $M_L \neq M_{pl}$, a doua articulatie plastica poate apare numai atunci cand actiunea seismica creste depasand forte seismice de proiectare. Totusi in cazul deschiderilor mari si incarcarilor gravitationale mari pot aparea situatii in care articulatiile plastice se formeaza spre mijlocul deschiderii (Fig 3.13e). Aceasta situatie trebuie evitata, pe cat posibil, pentru ca necesita ca elementul sa aiba capacitate de rotire mai mare decat in cazul formarii articulatiilor plastice la ambele capete.

In cazul stalpilor, in functie de rigiditatile stalpilor si grinzilor precum si modului de formare a mecanismului plastic de cedare, se pot forma articulatii plastice la ambele capete cand

$M_{sup} = M_{inf} = M_{pl}$ (Fig. 3.14c). In cazul mecanismului global articulatiile plastice se formeaza la baza stalpului atunci cand $M_{inf} = M_{max} = M_{pl}$ si $M_{sup} < M_{pl}$, stalpul lucrind cu dubla curbura (Fig 3.14b). De asemenea se poate intampla in cazul mecanismului global stalpul sa lucreze la simpla curbura (Fig. 3.14b) atunci cand $M_{inf} = M_{max} = M_{pl}$ si $M_{sup} = \pm 0.25 \div 0.50 M_{pl}$.

Elementele care substituie comportarea reala a elementelor structurale se numesc “*grinzi standard*”⁴¹ si pe ele au fost bazate toate studiile atat teoretice cat si experimentale. Ele pot fi de doua tipuri, in functie de modul de comportare descris:

- Grinda standard, de tip unu SB1 (three point beam), care considera variatia momentului, folosita pentru descrierea schimbarii bruste a momentului (momente negative).
- Grinda standard, de tip doi SB2 (four point beam), care considera aplicarea momentului uniforma, fara schimbari bruste, pentru momente pozitive.

Trebuie remarcat ca punctul de inflexiune, schimbarea sensului de deformare, imparte elementul in momente negative si pozitive constituand baza pentru aplicarea “*conceptului grinzii standard*”^{28,41} folosit pentru studiul comportarii elementelor reale (rigle, stalpi). Asadar, acestea pot fi combinate din grinzi standard, pentru cazul cadrelor, in felul urmator⁴¹:

- Grinda cadrului cu 2 articulatii plastice la ambele capete: $M_R = -M_L = M_{pl}$ (Fig. 3.15a) care se produce in cazul ca:

$$M_{pl} > \frac{qL^2}{4}$$

Punctul de inflexiune, x_i , este la distanta:

$$x_i = \left\{ 1 - 4 \frac{M_p}{qL^2} + \left[1 + \left(4 \frac{M_p}{qL^2} \right)^2 \right]^{1/2} \right\} \frac{L}{2} \quad (3.21)$$

- Grinda cadrului cu o articulatie la distanta x_m de la capatul grinzii. $M_R \neq M_p$, $M_{max} = M_p$, $M_L = M_p$ (Fig. 3.15b) pentru cazul ca:

$$M_p < \frac{qL^2}{4}$$

Punctul de inflexiune, x_i , si punctul in care se gaseste momentul maxim, x_m , rezulta din urmatoarele relatii :

$$x_i = \left[1 - (2 - \sqrt{2}) \left(\frac{M_p}{qL^2} \right) \right] L \quad ; \quad x_m = \left[1 - 2 \left(\frac{M_p}{qL^2} \right)^{1/2} \right] L \quad (3.22)$$

Pentru cazul stalpului se disting urmatoarele doua cazuri:

- In situatia in care se formeaza un mecanism global, in stalp se dezvoltat articulatii plastice numai la baza. Se foloseste grinda standard de tip SB1 cu deschidere de 2H si excentricitate (Fig.315c):

$$e_0 = \pm (M_{sup,max} / N)$$

unde:

H-inaltimea etajului.

$M_{sup,max}$ -momentul elastic la partea superioara. Semnul se refera la modul de deformare a stalpului (plus pentru curbura simpla, minus pentru dubla curbura).

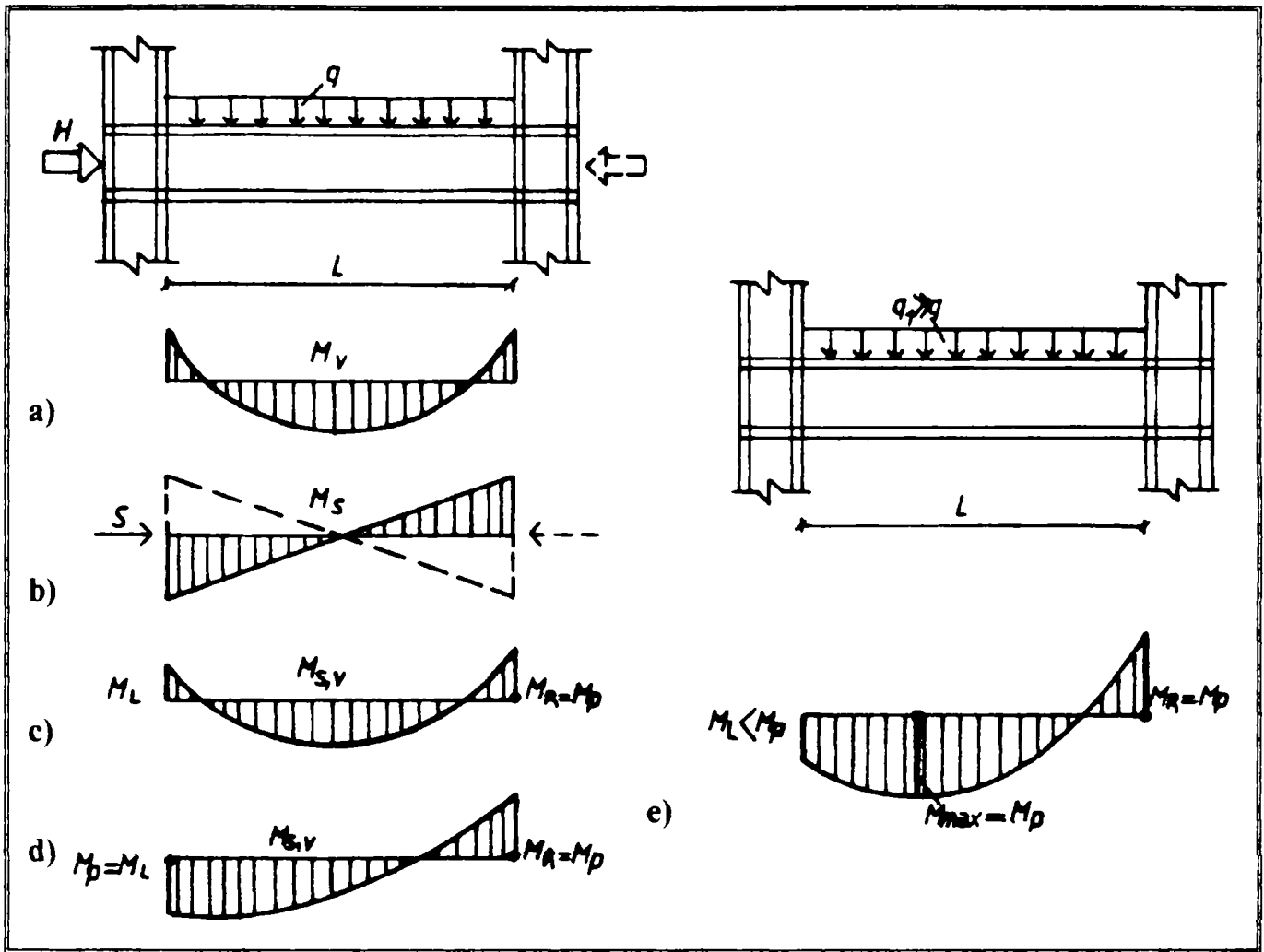


Fig. 3.13 Comportarea reala a riglei cadrului de incovoiere

Fig. 3.13 Actual behaviour of beam belonging to moment resisting frame

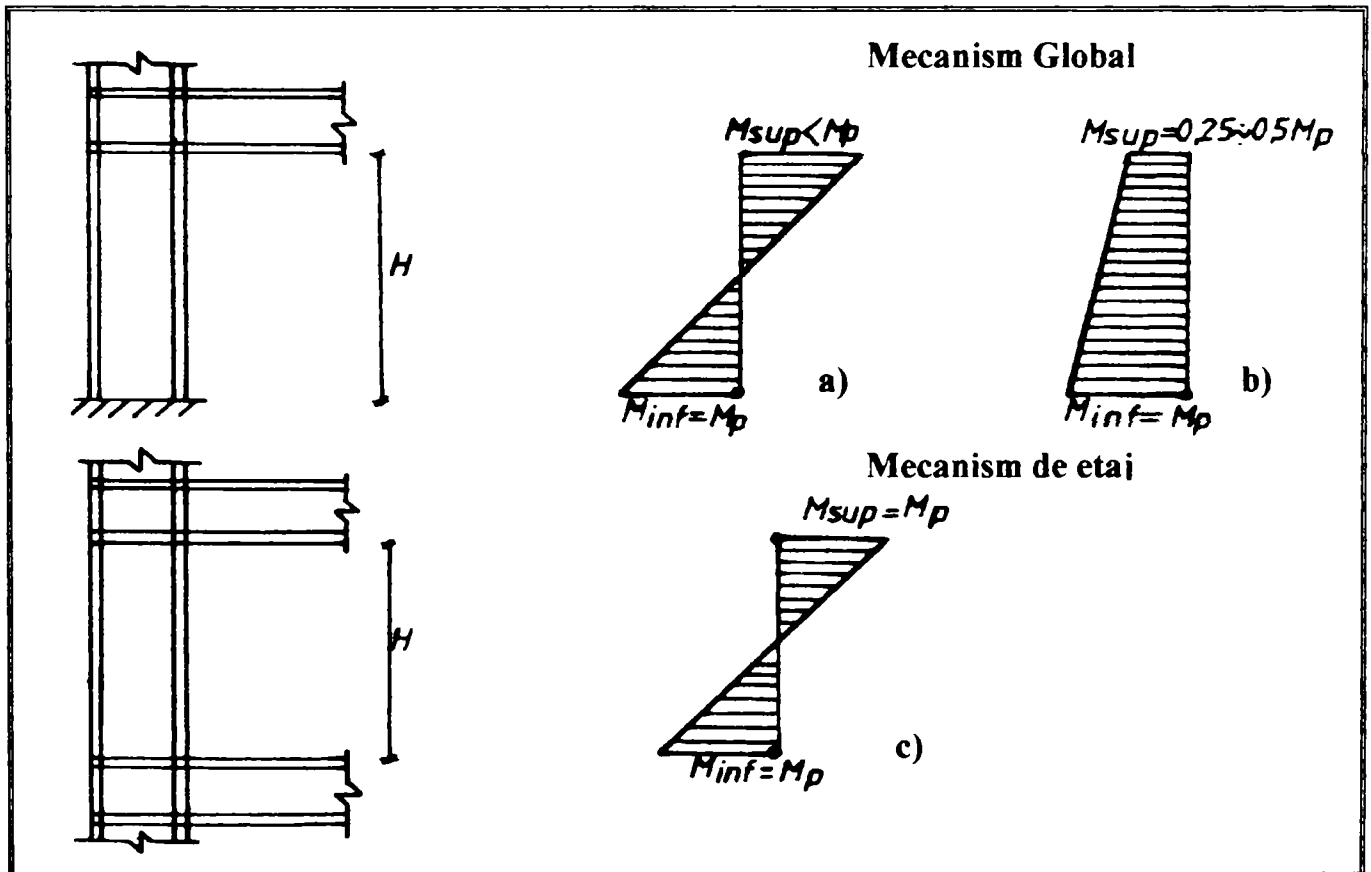


Fig. 3.14 Comportare reala a stalpului cadrului de incovoiere

Fig. 3.14 Actual behaviour of column belonging to moment resisting frame

- In situatia in care se formeaza un mecanism de etaj, in stalp se dezvolta doua articulatii plastice la ambele capete. Se foloseste grinda de tip SB1 cu deschidere egala cu inaltimea etajului, H (Fig. 3.15d).

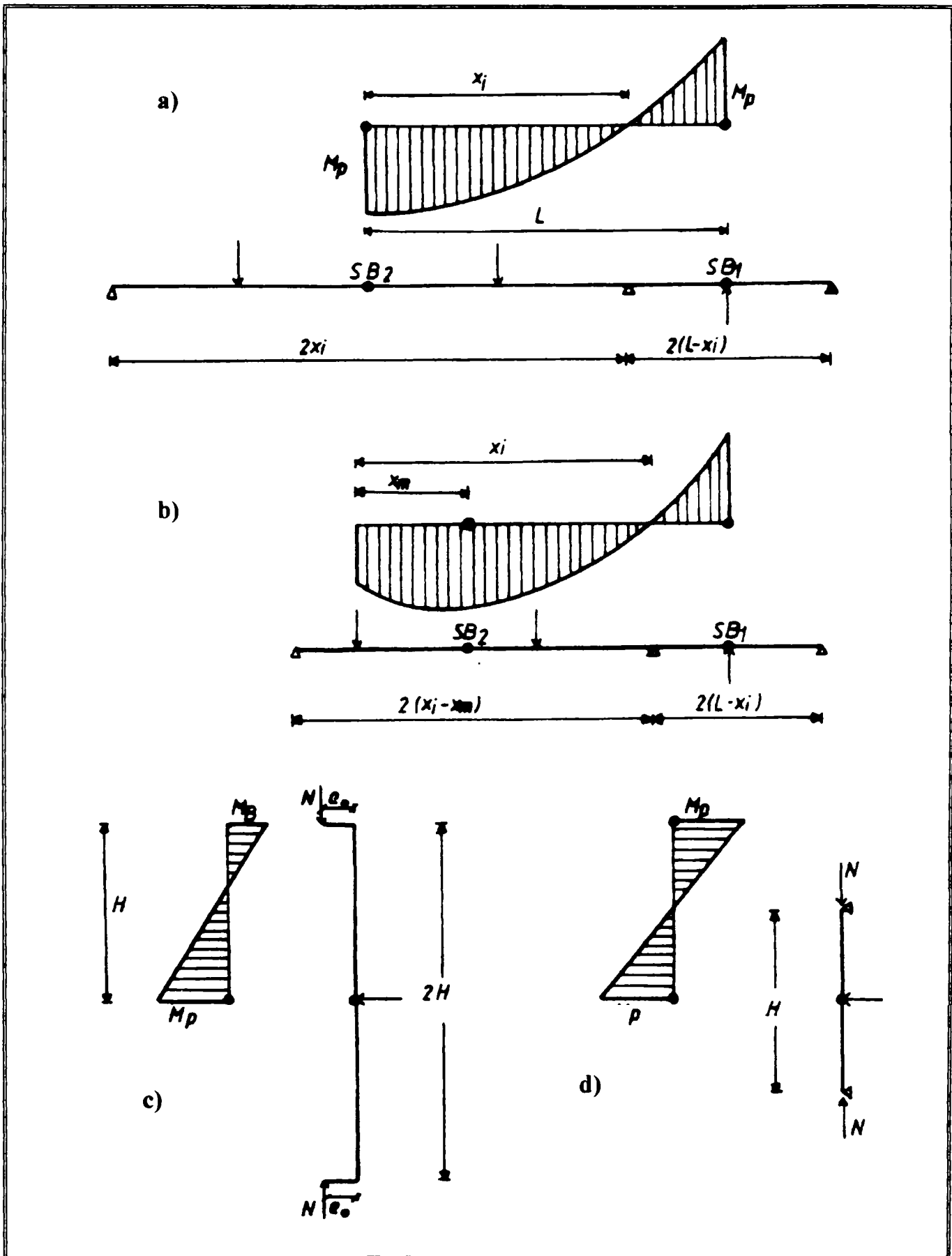


Fig. 3.15 Conceptul grinzii standard aplicat la rigla si stalpul unui cadru
 Fig. 3.15 Standard beam concept utilized at frame's beams and columns

3.4.2. Comportarea grinzilor standard

Datorita faptului ca majoritatea studiilor au fost bazate pe grinzi standard, si in special pentru grinzi de tip SB1, este util sa fie dezvoltata pe scurt comportarea lor.

1. **Grinda standard de tip 1** este incarcata cu o forta concentrata la mijloc si doua momente aplicate la capete (pentru descrierea comportarii atat grinzii cat si grinda-stalp) sau poate fi asimilata cu consola incarcata la capatul liber (Fig. 3.16a). Analizand domeniile de comportare se disting 4 stadii:

- stadiul elastic la care comportarea elementului este liniara;
- stadiul elastoplastic la care talpa comprimata a elementului atinge limita de curgere, corespunzand momentului M_{pf} ;
- stadiul intermediar intre stadiul elastoplastic si stadiul de ecrusare, corespunzand momentului de plasticizare, M_p , in care se formeaza articulatia plastica. Datorita variatiei momentului articulatiile plastice lucreaza in domeniul ecrusarii;
- stadiul in care apare momentul maxim, M_{max} , la mijlocul deschiderii; in functie de conformarea elementului, acest moment poate fi momentul critic pentru aparitia fenomenului de voalare sau moment ultim in cazul aparitiei fenomenului instabilitatii prin incovoiere-torsiune sau ruperii in zona intinsa a sectiunii;

Din egalitatea triunghiurilor (Fig. 3.16) lungimea plastica de dezvoltare a articulatiei plastice l_p rezulta :

$$l_{pf} = \frac{1}{2} \left(1 - \frac{M_{pf} - M_0}{M_{max} - M_0} \right) ; l_p = \frac{1}{2} \left(1 - \frac{M_p - M_0}{M_{max} - M_0} \right) \quad (3.23)$$

2. **Grinda standard de tip 2**, cu doua forte concentrate folosita pentru cazul cand momentul este uniform (Fig. 3.16b). Datorita faptului ca momentul nu variaza in zona centrala a grinzii articulatia plastica se poate forma fie in zona plastica cand $M_{max} = M_p$ sau datorita cresterii capacitatii de rezistenta a grinzii in domeniul ecrusarii cu $M_{max} > M_p$.

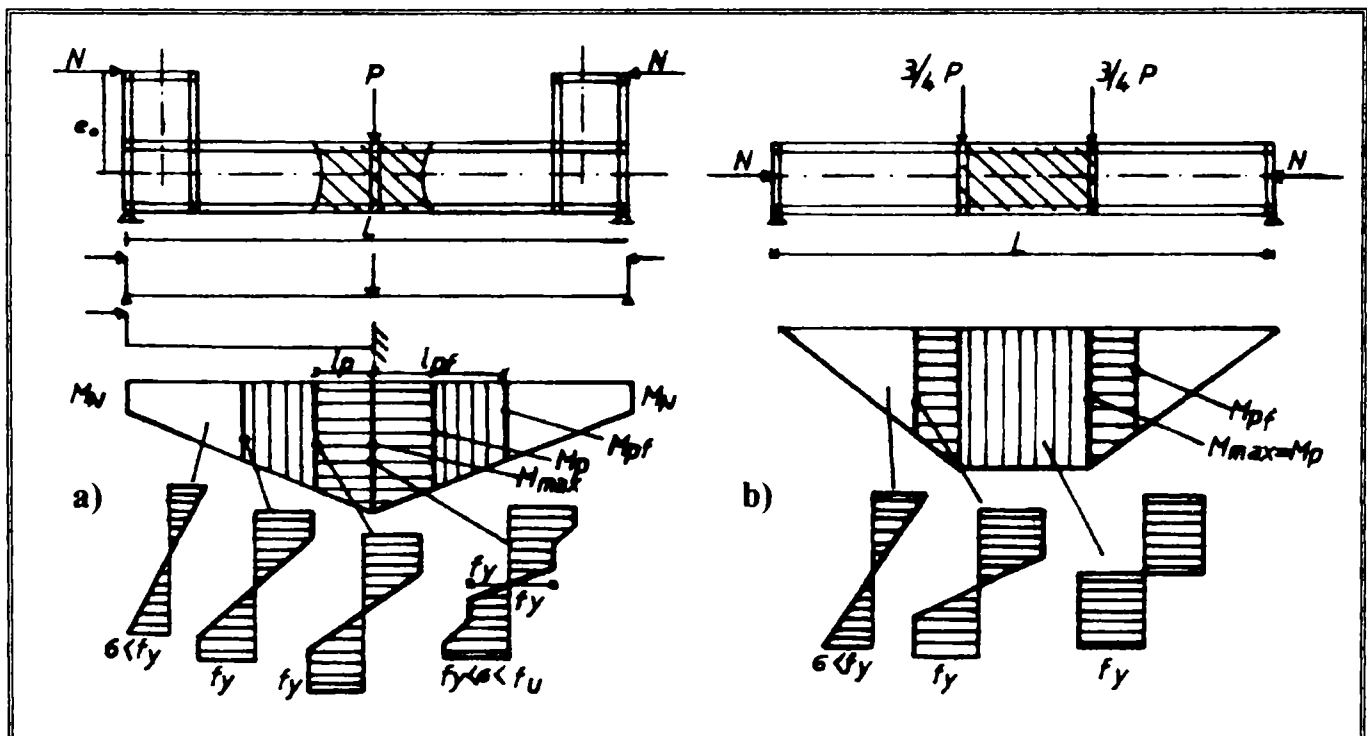


Fig. 3.16 Comportarea grinzii standard a) de tip SB1, b) de tip SB2

Fig. 3.16 Behaviour of standard beam: a) three-point beam, b) four-point beam

3.4.3. Curba moment-rotire. Moduri de cedare

Curba moment-rotire, $M-\theta$, guverneaza comportarea la nivel de element. Pentru cazul variatiei momentului, la grinda standard de tip 1 (SB1), se observa ca: pana cand se atinge valoarea momentului, M_{pt} , elementul se comporta liniar elastic dupa care datorita tensiunilor reziduale se reduce putin rigiditatea acestuia. Elementul intrat in domeniul elastoplastic dezvolta momentul plastic, M_p . Crestere in continuare a momentului plastic, peste valori teoretice, se datoreaza efectului ecrisarii. In aceasta zona se disting urmatoarele moduri de comportare:

1. Nu se produce voalarea, momentul se determina in zona intinsa a fibrei extreme pentru tensiunea ultima, f_u (Fig. 3.17a, curba ①). Momentul limita rezultad in relatii experimentale:

$$M_u = \frac{f_u}{f_y} M_p \approx (1.40 \div 1.55) M_p \quad (3.24)$$

Dupa Lay&Galambos⁷¹ tensiunea de intindere ultima pentru elemente incovoiate este data:

$$M_u = \frac{1}{2} \left(1 + \frac{f_u}{f_y} \right) M_p \approx (1.22 \div 1.27) M_p \quad (3.25)$$

Datorita severitatii relatiei (3.25), Gioncu&Petcu⁴¹ propune urmatoarea relatie:

$$M_u = \frac{1}{4} \left(1 + 3 \frac{f_u}{f_y} \right) M_p \approx (1.33 \div 1.40) M_p \quad (3.26)$$

Luand in considerare relatia intre rotire si deformatie specifica, rotirea ultima corespunzatoare momentului ultim poate fi:

$$\theta_u = 2\varepsilon_u = (0.22 \div 0.28)$$

In momentul atangerii acestor valori ale rotirii se produce cedarea elementului prin formarea fisurilor in zona intinsa; **un mod de cedare casant.**

2. Aparitia fenomenului de voalare plastica a talpii comprimate, produce reducerea momentului capabil plastic dar nu se asociaza cu atingerea capacitatii ultime a elementului (Fig.3.17a, curba ②). Acest fenomen lucreaza ca un filtru impotriva tensiunilor maxime de intindere, realizand in cazul seismelor severe un mod de cedare ductil⁴¹. **Prin urmare, in cazul unei proiectarii antiseismice, pentru a consuma energia seismica sectiunile trebuie sa voaleze in domeniul plastic si nici-un caz in domeniul elastic, reducand treptat capacitatea de deformare fara atingerea tensiunilor maxime.**

3. Aparitia fenomenului de instabilitate prin incovoiere-torsiune, in special inaintea aparitiei voalarii in domeniul plastic, produce o scadere brusca a capacitatii portante a elementului (Fig. 3.17a, curba ③).

Pentru cazul momentului uniform, grinda standard de tip 2, partea de comportare liniar elastica este asemanatoare cu primul caz iar diferentele apar in domeniul postelastice in care se dezvolta un platou de comportare plastica urmat de zona de ecrisare. Ruperea se poate produce fie prin intindere (Fig. 3.17b, curba ①), fie in zona de ecrisare (Fig. 3.17b, curba ②), fie in platou de comportare plastica, prin voalarea talpilor comprimate (Fig. 3.17b, curba ③).

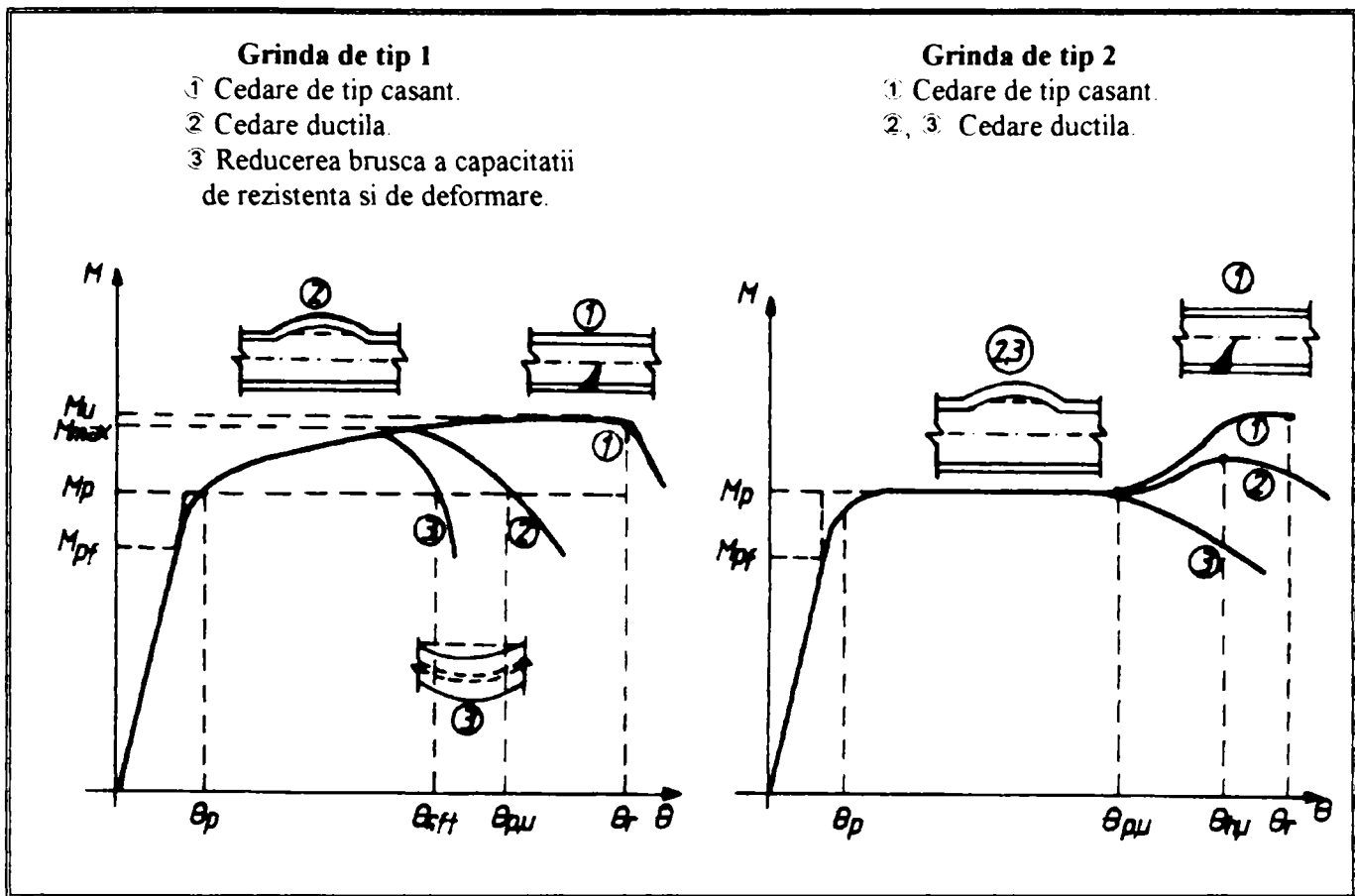


Fig. 3.17 Moduri de cedare: a) pentru grinda SB1, b) pentru grinda SB2
 Fig. 3.17 Collapse modes: a) for SB1, b) for SB2

3.4.4. Capacitatea de rotire

(i) Definirea capacitatii de rotire

In general capacitatea de rotire, R , reprezinta masura ductilitatii locale a unui element, si este asociata cu deformatiile care pot fi acceptate pentru a nu se produce o cedare prematura. Totusi aceasta este o definitie calitativa, cantitativ nu exista o definitie universal valabila datorita diferitelor aprecieri privind nivelul considerat al limitei capacitatii de rezistenta unui element. In literatura de specialitate se gasesc urmatoarele definitii:

- Capacitatea de rotire, R_{max} , corespunzatoare momentului M_{max} (Fig. 3.18a):

$$R_{max} = \frac{\theta_{p,m}}{\theta_p} = \frac{\theta_{max} - \theta_p}{\theta_p} = \frac{\theta_{max}}{\theta_p} - 1 \quad (3.27)$$

unde:

$\theta_{p,m}$ - Rotirea ultima corespunzatoare momentului maxim.

θ_p - Rotirea plastica teoretica corespunzatoare momentului plastic.

Aceasta definitie a fost folosita de catre Kato^{88,89}, Mazzolani-Piluso^{47,50}, Kemp⁵⁴, Daali-Koral⁹⁶, Suzuki⁹⁷. Privand definirea momentului maxim, Nakashima⁹⁸ propune diferite nivele de moment pentru determinarea capacitatii de rotire (Fig. 3.18a).

- Capacitatea de rotire, R_u , determinata la intersectia curbei postcritice cu momentul plastic teoretic; considera atat comportarea stabila (partea ascendenta a curbei $M-\theta$) cat si cea instabila a elementului (partea descendentă a curbei $M-\theta$) (Fig. 3.18b):

$$R_u = \frac{\theta_{p,u}}{\theta_p} = \frac{\theta_u - \theta_p}{\theta_p} = \frac{\theta_u}{\theta_p} - 1 \quad (3.28)$$

unde:

$\theta_{p,u}$ -rotirea plastica ultima.

θ_p -rotire plastica corespunzatoare momentului plastic teoretic.

Aceasta definitie a fost utilizata de catre Climenhaga & Johnson⁹⁹, Gioncu^{39,41,86}, Kuhlmann⁸⁵, Vayas&Psycharis¹⁰⁰, Ivanyi^{101,102}, Piluso¹⁰³, precum si in documentele Eurocodului (Background Documents, EC3, 5.02). Aceeasi definitie este data si in EC8²⁶ propunand un moment plastic redus: $M_{R,d} = M_p / \gamma_M = M_p / 1.1 \approx 0.90M_p$. Folosind acest moment redus creste rotirea ultima (Fig.3.18b).

- Determinarea capacitatii de rotire calculand nu numai rotirea dar si panta curbei descedente a diagramei M- θ , evaluand comportarea elementului si dupa considerarea epuizarii capacitatii de rezistenta. Aceasta definitie a fost folosita de Axhag¹⁰⁴ (Fig. 3.18c).

Gioncu & Mazzolani²⁹ remarca faptul ca folosirea primei definitii este foarte conservativa deoarece elementul dupa voalarea plastica mai dispune rezerve de deformare. Prima definitie poate aproxima comportarea elementului in cazul folosirii unei diagrame biliniare care ia in considerare efectul ecrusarii. De asemenea considera numai parte ascendenta a curbei moment-rotire (partea stabila a comportarii elementului). A treia definitie este cea mai promitatoare, totusi este foarte greu de utilizat in cadrul programelor de calcul, care de obicei folosesc diagrame M- θ biliniare.

In cadrul acestei lucrari ca definitia de baza se va folosi capacitatatea de rotire ultima (Fig.3.18b) care tine seama de toata comportarea elementului (comportare stabila-instabila).

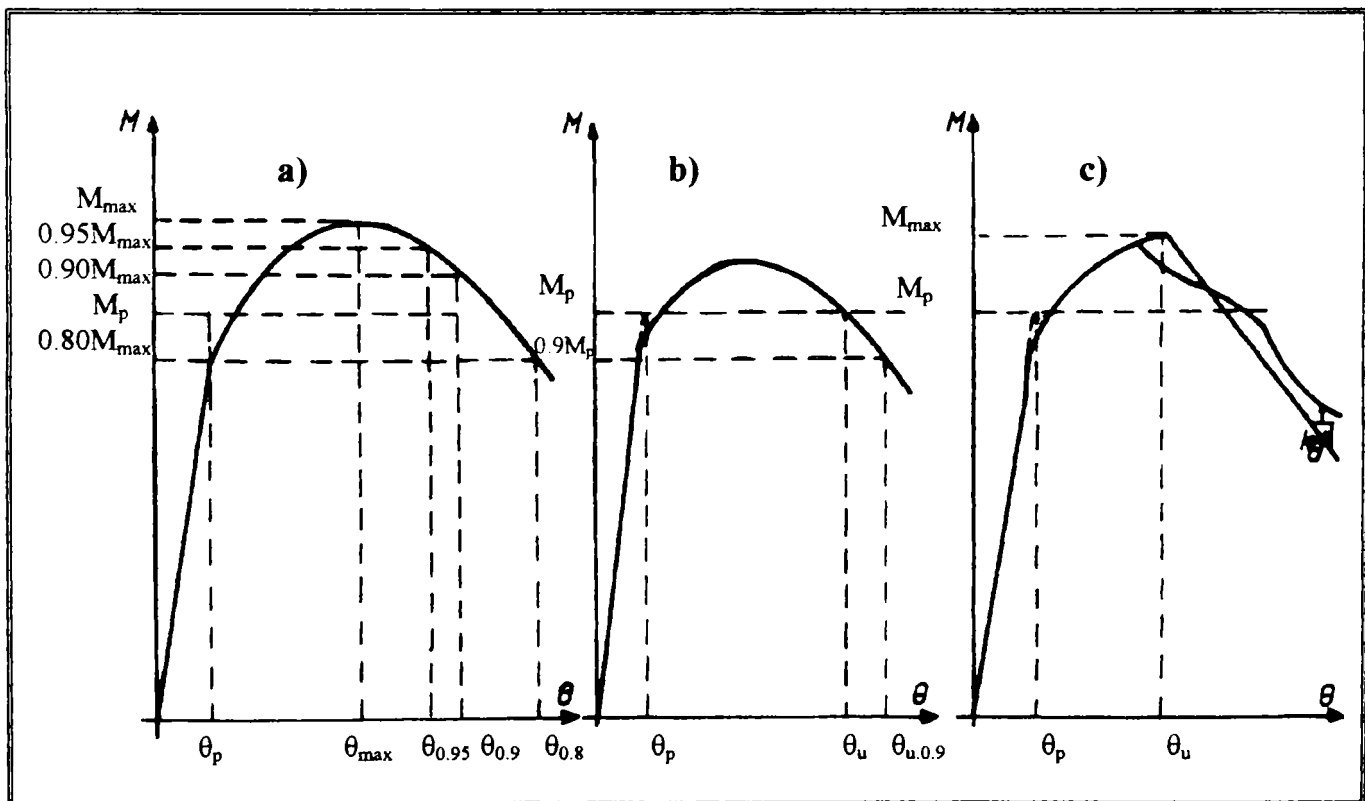


Fig. 3.18 Definitii ale capacitatii de rotire privind grinda standard SB1
Fig. 3.18 Definitions for rotation capacity concerning SB1

Pentru faptul ca estimarea capacitatii de rotire capabile, R_{cap} , introduce o serie de incertitudini legate de factori de natura diferita, mai ales in ceea ce priveste capacitatea de rotire seismica, se propune impartirea ei cu un coeficient de siguranta^{41,105}:

- Pentru calculul plastic: $R_{cap,p} / \gamma_m \geq R_{nec}$.
- Pentru calculul seismic: $R_{cap,s} / \gamma_m \geq R_{nec,s}$.

Capacitatile de rotire capabile, $R_{cap,p}$, $R_{cap,s}$, se calculeaza din capacitatea locala de deformare a elementului (ductilitate locala) iar capacitatile necesare, R_{nec} , $R_{nec,s}$, se evalueaza din capacitatea de deformare globala a structurii (ductilitate globala).

(ii) Metode pentru calculul capacitatii de rotire

Pentru evaluarea capacitatii de rotire a elementelor metalice s-au dezvoltat diferite metode bazate pe definitiile prezentate anterior. Ele se pot clasifica in 3 categorii in functie de considerentele admise: teoretice, aproximative sau empirice. In continuare se prezinta metodele de calcul al capacitatii de rotire iar in anexa (A.IV) se prezinta diferite formule simplificate pentru calculul capacitatii de rotire capabile, R_{cap} . De asemenea in anexa V se prezinta comparatia intre R_{max} si R_u din diferite formule, corelandule cu datele obtinute experimental.

- **Metode teoretice.** Se bazeaza fie pe dezvoltarea metodelor numerice ca de exemplu utilizarea elementului finit, prin discretizarea elementului cu ajutorul programelor ABAQUS, PROFIL, fie pe studiul teoretic al curbei moment-curbura, $M-\phi$, tinand cont si de observatiile experimentale in ceea ce priveste voalarea sectiunii. Primul concept a fost utilizat de catre Kuhlmann⁸⁵, Spanghemacher¹⁰⁵, Boeraeve et.al.¹⁰⁶, Espiga-Anza¹⁰⁷, Suzuki et.al.⁹⁷. Al doilea concept care obtine relatiile pentru estimarea capacitatii de rotire prin integrarea curbelor, $M-\phi$, a fost utilizat de catre Kato^{88,89}, Mazzolani-Piluso^{47,50}, Kemp^{54,109}, Lay-Galambos⁷¹, Aiello-Ombres¹⁰⁸ (pentru studiul influentei incarcarii ciclice asupra ductilitatii locale), Daali-Koral⁹⁶. Metodele teoretice evalueaza numai comportarea stabila a elementului, devenind foarte conservative pentru estimarea capacitatii de rotire. De asemenea metodele care folosesc elementul finit sunt foarte precise dar necesita o discretizare fina a retelei pentru descrierea fenomenului de voalare, aceste metode devenind costisitoare in practica.
 - a) Metoda Kato, este bazata pe un model simplificat reprezentat de doua talpi ideale echivalente cu sectiune reala, considerand ca materialul are o comportare rigid plastica, luand in considerare efectul zonei de ecrusare. Relatiile pentru evaluarea capacitatii de rotire se obtin prin integrarea curbelor moment-rotire (anexa, AIV.1).
 - b) Metoda Mazzolani-Piluso, este bazata pe aceleasi considerente prezentate mai sus. Relatiile pentru calculul capacitatii de rotire sunt asemanatoare cu cele obtinute de Kato^{88,89} impunand $h/h_e = I/I_e = 1$, iar voalarea se ia in considerare prin coeficientul s calculat cu relatia (3.9) (anexa IV, AIV.1).
 - c) Metoda Kemp, bazata pe ipoteza talpilor ideale considerand comportarea materialului elastica perfect plastica tinand cont si de efectul ecrusarii. Relatia (5,6) se foloseste pentru calculul capacitatii de rotire a grinzii, cazul $\rho=0$, iar pentru stalp este $\rho \neq 0$. Coeficientul γ tine cont atat de lungimea de voalare cat si ipoteza introdusa de Kemp ca deformatia critica se dezvolta la mijlocul zonei de curgere. Kemp⁵⁴ tinand cont de interactiunea intre voalarea plastica a talpii si instabilitatea prin incovoiere-torsiune propune relatia (7) din anexa care cupleaza aceste doua fenomene.

- d) Metoda Daali-Koral, propune formula (8), din anexa IV, corespunzătoare momentului maxim, rezultată din integrarea diagramei moment-curbura ținând cont pe de o parte interacțiune între talpa-inimă iar pe de altă parte lungimea de voalare, ℓ , exprimat prin raportul tensiunilor σ_y / σ_{cr} obținut pe baza experimentelor efectuate pe stalp scurți⁸⁹.
- e) Metoda Sedlackek-Spangemacher, bazată pe simulări numerice cu ajutorul elementului finit. Relația (9), empirică ține cont de factori principali care afectează capacitatea de rotire dar nu poate fi folosită pentru stalpi, deoarece nu apare efectul forței axiale.
- **Metode aproximative.** Se bazează pe interpretarea mecanismului plastic de cedare provenit direct din descrierea mecanismului produs din încercări experimentale. Această metodologie a fost folosită de către Climenhaga-Johnson⁹⁹, Ivanyi^{101,102}, Gioncu^{28,41,86,87}, Piluso¹⁰³. De asemenea în această categorie intră și metoda care folosește lățimea efectivă propusă de Vayas-Psycharis^{95,110}.
 - **Metode empirice.** Se bazează pe analiza statistică a rezultatelor obținute experimental pentru evaluarea capacității de rotire atât a grinzilor cât și a stalpilor. Această metodologie a fost utilizată în general de cercetători japonezi, Kato-Akiyama¹¹¹, Nakamura¹¹², Mitani-Makino¹¹³.
- a) Metoda Kato-Akiyama, evaluează capacitatea de rotire a elementelor supuse la încovoiere cu dubla curbura, folosind diagrama triliniară moment-rotire, $M-\theta$, simplificată (Fig. 2.5) considerând atât comportarea stabilă cât și cea instabilă a elementului prin introducerea raportului de rigiditate K_h, K_d . De asemenea ține cont de variabilitatea limitei de curgere a materialului și cuplarea fenomenului de voalare și instabilitate prin încovoiere-torsiune.
- b) Metoda Mitani-Makino, se bazează pe experimentele efectuate pe console, SB1, luând în considerare interacțiunea între talpa-inimă și fenomenul de instabilitate prin încovoiere-torsiune.
- c) Metoda Nakamura, se bazează pe analiza a 121 experimente luând în considerare variația momentului cu ajutorul unui coeficient B obținut experimental, în funcție de rezemarea elementului, precum și fenomenul de instabilitate prin încovoiere-torsiune.

3.4.5. Observații experimentale

Din experimentele efectuate, în special, pe grinzi standard de tip SB1 și mai puțin pe grinzi de tip SB2 încărcate monoton, studiind lucrările de specialitate ale lui Gioncu^{41,87}, Climenhaga-Johnson⁹⁹, Ivanyi^{101,102}, Kuhlmann⁸⁵, Spangemacher¹⁰⁵ se pot menționa următoarele concluzii privind mecanismul de cedare:

- a) Mecanismul plastic se formează într-o zonă limitată, în locul dezvoltării eforturilor maxime, lucrând ca o articulație plastică; restul elementului rămâne în stadiul elastic (Fig.3.16).
- b) În timpul deformării la talpi și inimă apar deplanări sub formă de unde formând așa numitul mecanism plastic local de cedare compus din zone plastice și linii de curgere (Fig.3.19, anexa A.VIII. 1,2,3).
- c) În general, voalarea începe la talpa comprimată contribuând și la deformarea inimii. Se observă o interacțiune puternică între inimă și talpa. De obicei talpa se deformează complet iar inimă poate să dezvolte un mecanism parțial (în special în cazul otelurilor de rezistență mare), datorită variabilității limitei de curgere, modului de aplicare a vitezei (A.VIII. 3a).
- d) Voalarea plastică a talpii comprimate poate fi simetrică sau asimetrică. Primul caz se poate produce atunci când pe lungimea elementului momentul nu variază; la inimă nu apar deformări în afara planului ei. Al doilea caz se dezvoltă atunci când pe lungimea elementului momentul variază (Fig. 3.20).

e) In timpul experimentelor se observa o interactiune intre moduri de voalare plastica mai sus mentionate. In general, mai intii apare fenomenul voalarii in plan prin flambajul talpii comprimate, se reduce rigiditatea laterala a elementului dupa care se dezvolta fenomenul flambajului in afara planului elementului, asociat cu reducerea brusca a capacitatii de deformare.

f) In functie de pozitia formarii mecanismului de voalare, la mijlocul grinzii, langa reazemele grinzii, sau langa rigidizarile, voalarea inimii poate fi simetrica sau asimetrica. Atunci cand rigidizarile sunt slabe mecanismul se formeaza imediat langa rigidizarea (Fig. 3.21, anexa A.VIII.2d), iar in cazul rigidizarilor puternice voalarea apare la o distanta $c \approx 1.50b^{41}$.

g) In functie de conformarea geometrica a elementului se pot observa urmatoarele moduri de voalare⁴¹:

- voalarea in plan, asimetrica cu sectiunea transversala (Fig. 3.22a, anexa, A.VIII.1a, 3a);
- voalarea in afara planului, simetrica in legatura cu mijlocul grinzii (Fig. 3.22b, A.VIII.1b,3b);
- voalarea in afara planului, asimetrica in legatura cu mijlocul grinzii (Fig. 3.22c);
- voalarea talpii inspre inima, conform EC3 (flange induced buckling) atunci cand inima este foarte supla (Fig. 3.22d);
- voalarea plastica datorita taierii (Fig. 3.22e).

In realitate toate aceste fenomene interactioneaza intre ele, modul predominant de tipul voalarii depinde de conformarea elementului la nivel de material, la nivel de sectiune transversala, si de locul in care se gaseste in structura de rezistenta. In general, nodul unui cadru poate induce trei tipuri de mecanism, in plan, simetric sau asimetric in afara planului. De obicei, riglele cadrului cedeaza prin voalarea in plan datorita faptului ca rotirile nodului sunt impiedicate iar rigiditatea la rotire a stalpului este mare⁸⁷. De asemenea existenta planseului si ale grinzilor secundare precum si rigidizarile laterale nu permit flambajul in afara planului.

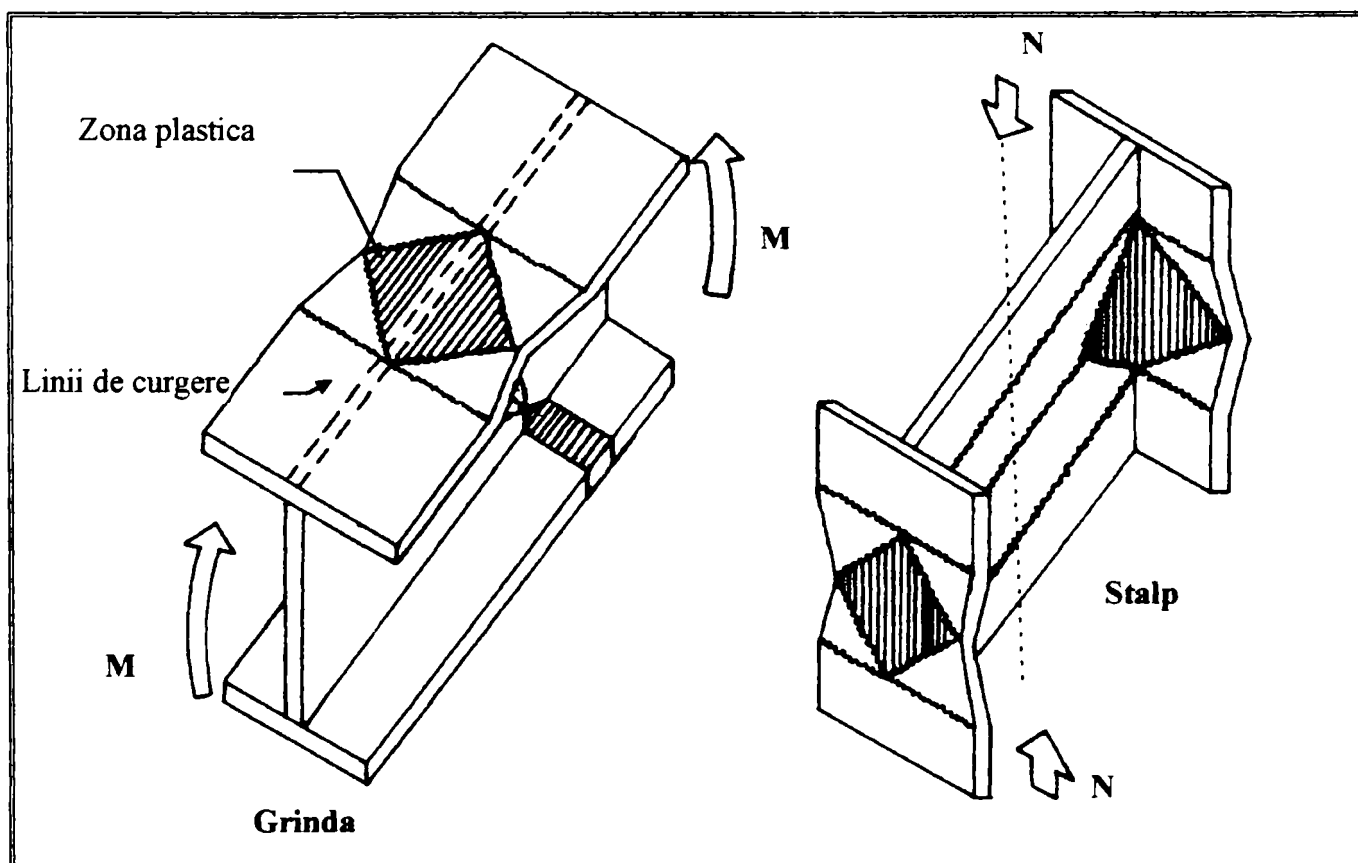
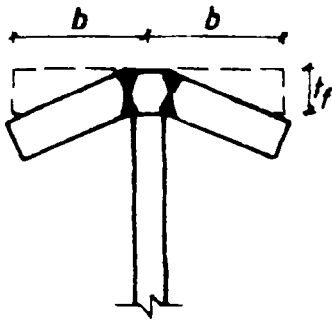


Fig. 3.19 Mecanismul plastic de cedare

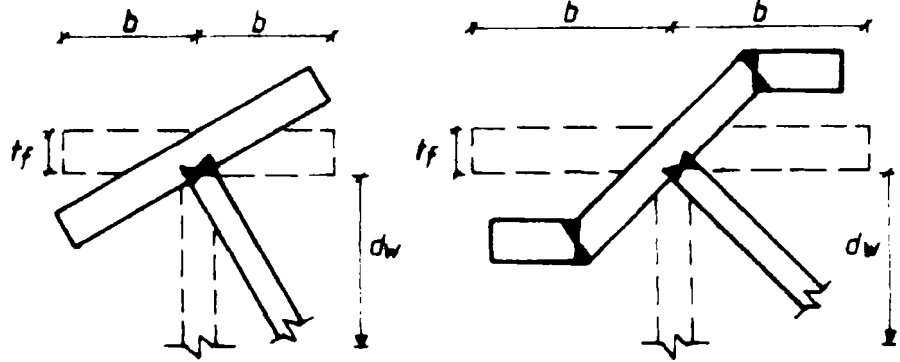
Fig. 3.19 Plastic collapse mechanism

SECTIUNI SUDATE

a) Voalare Simetrica



b) Voalare Antisimetrica



SECTIUNI LAMINATE

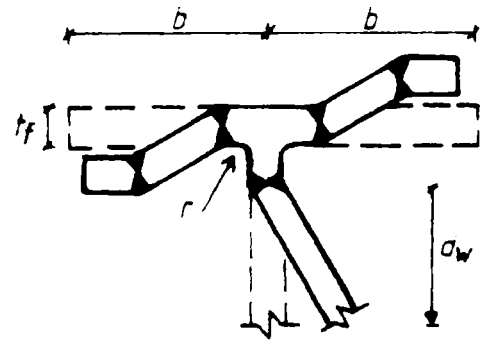
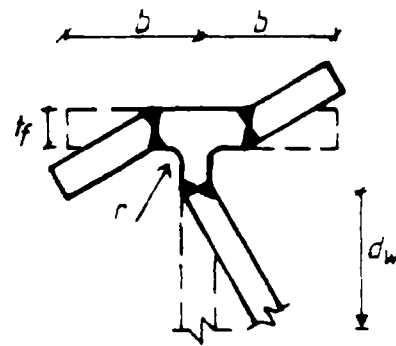
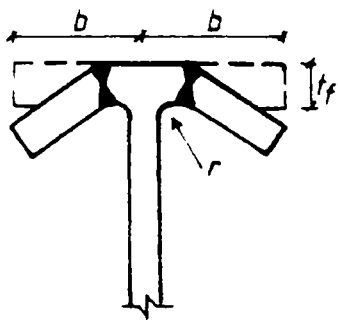
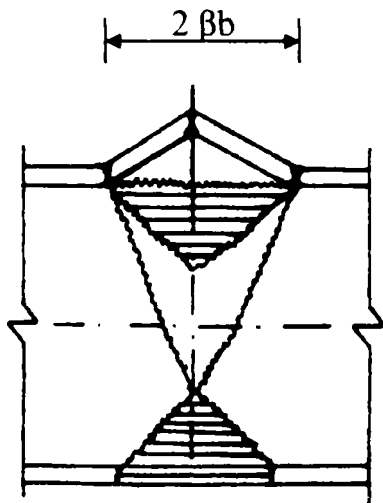


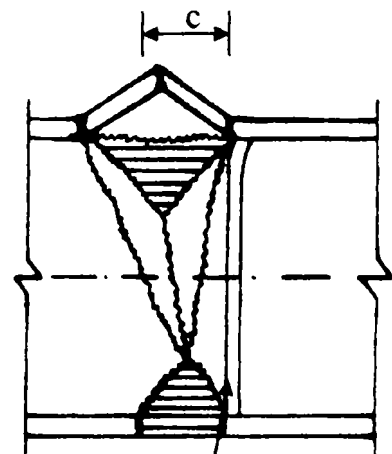
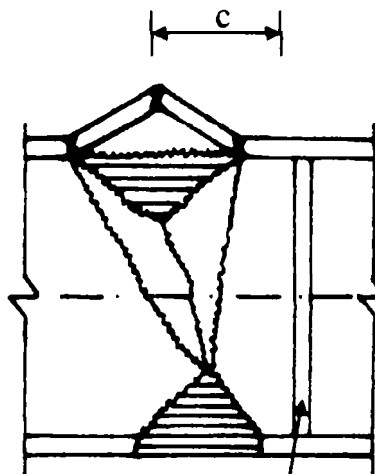
Fig. 3.20 Voalarea plastica a talpii

Fig. 3.20 Flange local buckling

a) Voalare Simetrica



b) Voalare Antisimetrica



Rigidizare
put. n.c.

Rigidizare
sl. b.

Fig. 3.21 Voalarea plastica a inimii

Fig. 3.21 Web plastic buckling

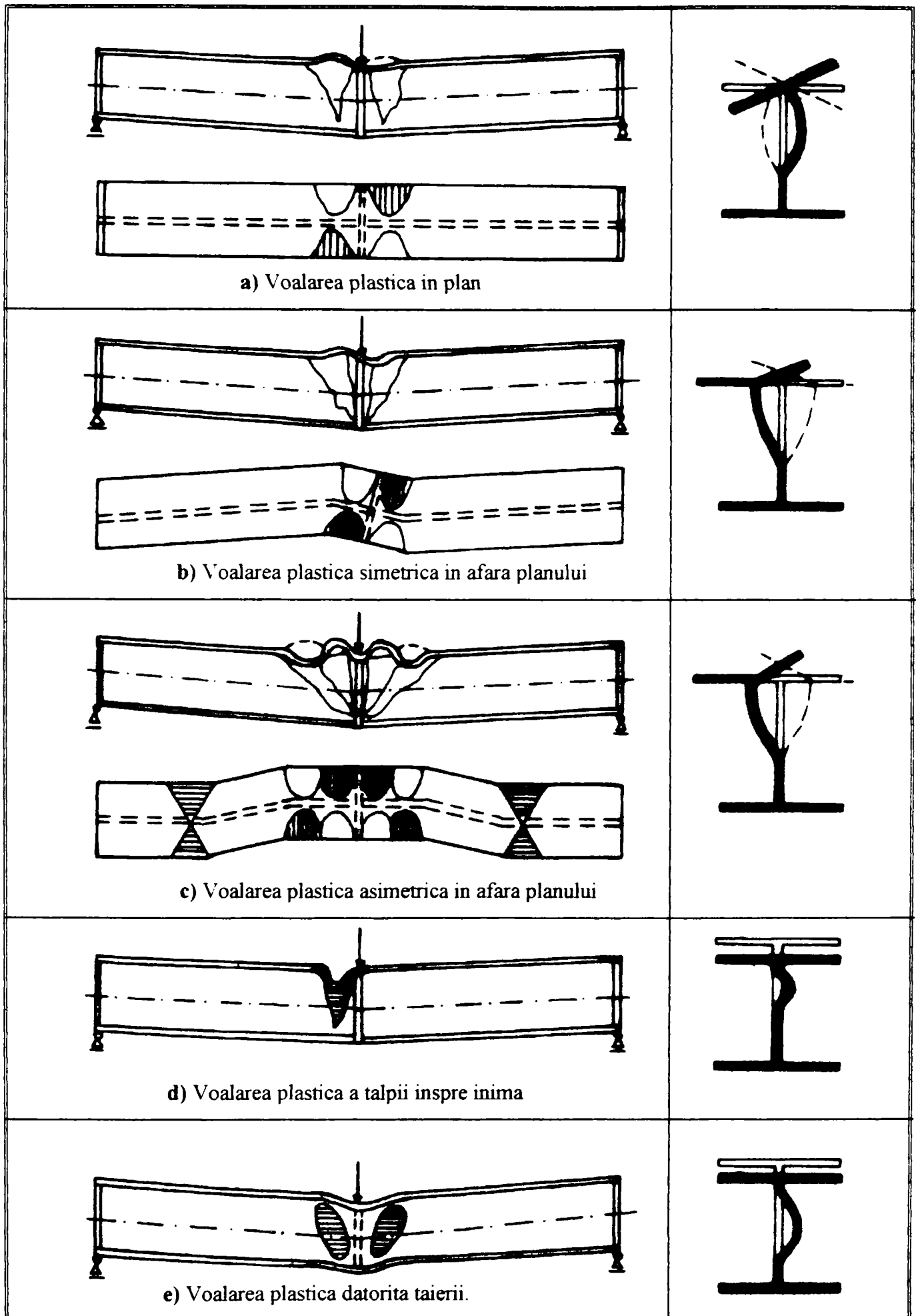


Fig. 3.22 Formrele mecanismelor plastice de voalare [41]

Fig. 3.22 Plastic buckling mechanism [41]

3.4.6. Mecanismul plastic de cedare

(i) Principiile metodei mecanismului plastic de cedare

Metoda mecanismului de cedare a fost initial dezvoltata de catre Climenhaga-Johnson⁹⁹. Ivanyi^{101,102} a studiat teoretic mecanismele de cedare pentru calculul capacitatii de rotire, iar Gioncu^{28,41,86,87} a dezvoltat complet mecanismele de cedare pentru diferite tipuri de sectiuni, finalizand studiul cu un program de calcul⁴². Metoda se bazeaza pe observatiile experimentale a formelor de pierdere a stabilitatii, obtinute experimental.

In general elementul in stare de colaps se compune din parti rigide (care lucreaza inca in stadiul elastic) si mecanismul plastic local de cedare. Acest mecanism local se formeaza la placile componente unui element si este compus din linii de curgere, ℓ_p , si zone plastice, A_p . Se considera ca placile dezvoltat deformatii compatibile intre ele. Lungimea mecanismului plastic, ℓ_m , este determinat din relatia (3.19) care se gaseste in concordanta cu observatiile experimentale⁸⁷. Metoda determina incarcarea ultima si comportarea postelastica a elementului pe baza principiului lucrului mecanic virtual (Fig. 3.23). Prin urmare:

- Pentru lucrul mecanic exterior: $W_{ex} = \sum P_i \Delta_i + \sum N_j \delta_j$ (3.29)

- Pentru lucrul mecanic interior: $W_{int} = \sum W_1 + \sum W_2$ (3.30)

W_1 - Lucrul mecanic al liniilor de curgere.

W_2 - Lucrul mecanic al zonelor plastice.

In cazul mecanismului complex (intre talpa comprimata, intinsa, si inima) lucrul mecanic interior reprezinta suma liniilor plastice si ale zonelor plastice ce compune mecanismul format:

$$W_{int} = \sum A_p t_1 f_{y1} \epsilon_1 + \frac{1}{4} \sum \ell_p t_j^2 f_{yj} \phi_j$$
 (3.31)

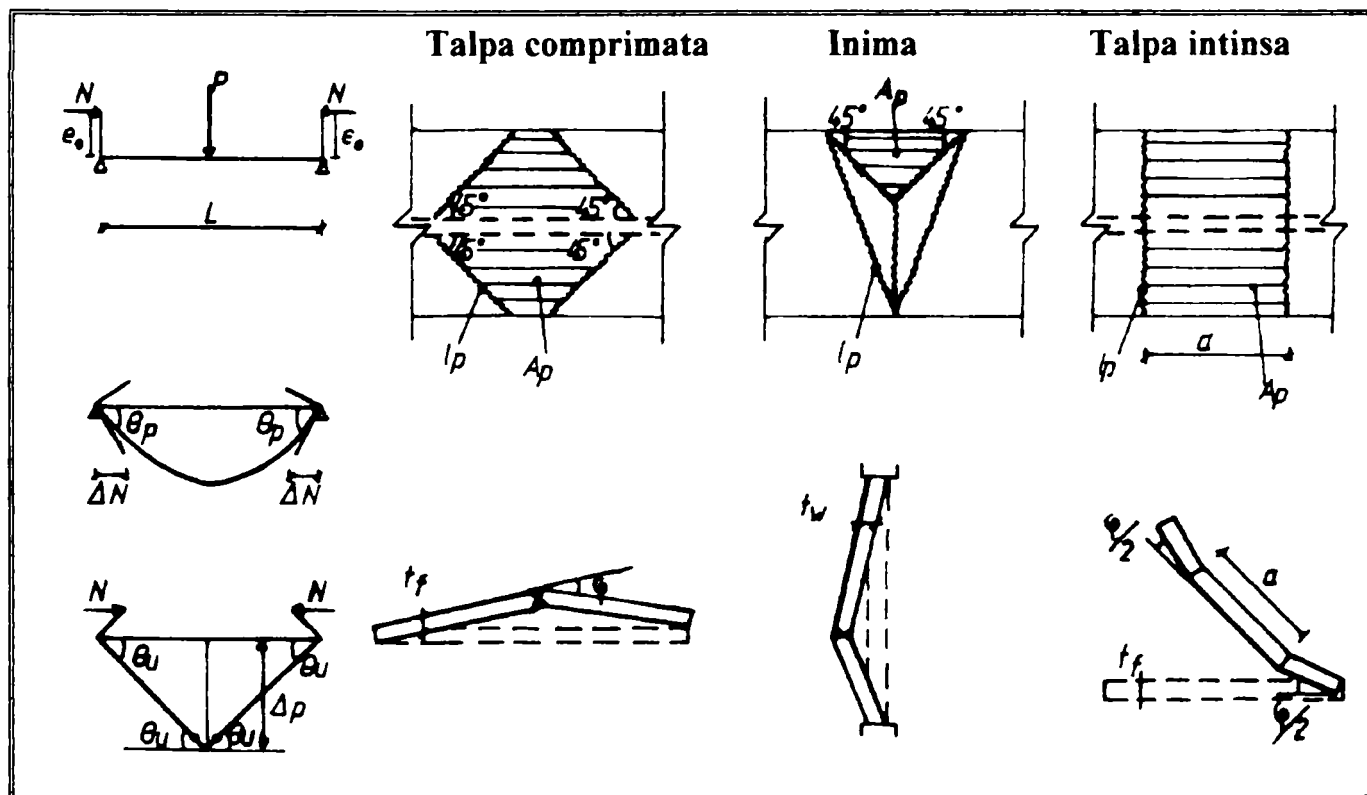


Fig. 3.23 Reprezentare schematizata a mecanismului plastic

Fig. 3.23 Schematic representation of plastic mechanism

Pentru care:

$$W_i = \frac{t^2 f_y}{4} \int_{l_p} F_1(\varphi) d\ell \quad (3.32)$$

$$W_z = t f_y \int_{A_p} F_2(\varphi) d\ell \quad (3.33)$$

Se admite ca deformatiile in zonele plastice si in liniile de curgere sunt constante iar deformatiile sunt mici, $F_1(\varphi)$, $F_2(\varphi)$, si pot fi liniare. Formulele (3.22), (3.33) se liniarizeaza :

$$W_i = \frac{\ell_p t^2}{4} f_y \phi \quad (3.34)$$

$$W_z = A_p t f_y \varepsilon \quad (3.35)$$

Egaland lucrul mecanic exterior cu cel interior, $W_{ext} = W_{int}$, rezulta o ecuatie intre rotirea mecanismului local, θ , si momentului plastic⁴¹ (Fig. 3.24):

$$M_p = M_p(\theta) \quad (3.36a)$$

Capacitatea de rotire se defineste la intersectia curbei mecanismului cu linia orizontala a momentului plastic (Fig. 3.24b).

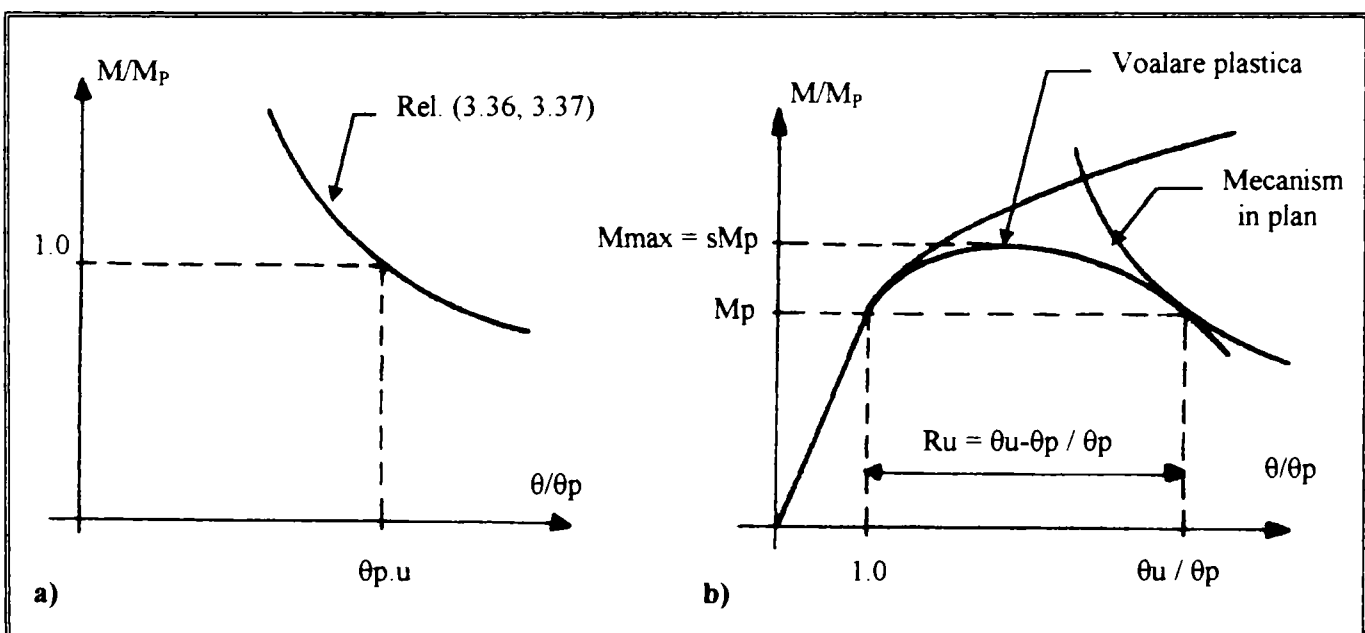


Fig. 3.24 Curba moment-rotire a metodei mecanismului plastic de cedare
Fig. 3.24 Moment-rotation curve of the plastic collapse mechanism

Pentru cazul grinda-stalp, momentul plastic se determina din urmatoarea relatie:

$$M_{pnv} = m_n m_v M_p \quad (3.36b)$$

m_n - coeficient care tine cont de efectul fortelor axiale, conform EC3 (anexa VI.);
 m_v - coeficient care tine cont de efectul fortelor taietoare, conform EC3 (anexa VI.).

(ii) Mecanism in plan

Pentru cazul mecanismului in plan, se ansambleaza lucrul mecanic interior, produs de mecanismul plastic al talpii si inimii, cu lucrul mecanic exterior, produs de fortele exterioare, rezultand relatia din care se poate determina rotirea ultima⁴¹:

$$\frac{M}{M_{pnq}} = \frac{1}{C(\chi)} \left[A(\chi) + B(\chi) \frac{1}{\theta^{1/2}} \right] \quad (3.37)$$

$A_1(\chi)$, $B(\chi)$, $C(\chi)$ - coeficienti adimensionali care tin cont de proprietatile mecanice ale materialului si geometria elementului, rezultate in lucrarea Gioncu&Petcu⁴¹

$$\chi = \frac{\beta b}{\delta d} \quad (3.38)$$

χ -paramtru geometric al mecanismului plastic de cedare;

β -coeficientul lungimii de voalare, care defineste modul de cedare a talpii (anexa VII);

δ -defineste pozitia centrului in jurul carui se roteste mecanismul (anexa VII).

Folosand teorema cinetica, valorile minime ale curbei $M-\theta$ se determina prin minimizarea ecuatiei (3.37) cu ajutorul metodei Fibonacci, obtinandu-se valoarea minima, χ_{min} si δ_{max} , parametrii ce descriu mecanismul plastic.

3.4.7. Reducerea capacitatii de deformare in urma actiunilor seismice

In paragrafele anterioare problema capacitatii de rotire a fost dezvoltata pentru cazul elementelor incarcate monoton. In timpul excitatiei seismice elementele unui cadru formeaza mecanisme plastice necesitand capacitati de deformare mai mari in comparatie cu cele obtinute in calculul plastic. Pe de alta parte, procesul solicitarii seismice produce cumulara avariilor datorita naturii ciclice a fortelor seismice, cea ce reduce capacitatea de deformare. Problema de baza, in cazul manifestarii seismice, o constituie faptul ca intreg biograficul deformatiilor induse elementelor structurii nu pot fi cunoscute, variand in functie de caracteristicile cutremurelui. Din aceasta cauza, capacitatea de rotire se poate calcula pe baza incarcarii monotone, problema pentru care se gasesc suficiente date, luand in considerare efectul de reducere al deformarii postelastice datorita incarcarii ciclice, care sunt mai simplu de studiat in comparatie cu cele seismice^{41,80}.

Influenta actiunilor ciclice a fost studiate de catre Krawinkler-Zohrei⁶⁶, Lee-Lee⁶³, Ballio-Castiglioni^{64,115}, Azevedo-Calado¹¹⁶, Vayas-Psycharis⁹⁵, Vayas¹¹⁷, Aiello-Ombres¹⁰⁸. In literatura de specialitate exista lucrari^{63,115,116} care asociaza cedarea elementelor solificate la incarcari seismice cu fenomenul de oboseala la un numar redus de cicluri. Totusi, elementul inainte de a se rupe rezista multe cicluri, numai cateva din ele (aproximativ 5 cicluri pentru seisme cu durata scurta, si 20 de cicluri pentru seisme cu durata lunga) conduc la deformatii plastice excesive producand initierea fisurilor si ruperi fragile. Deci, conceptul oboselii la un numar redus de cicluri devine discutabil⁴¹ datorita acestui numar mic de cicluri. Evenimentele seismice recente au demonstrat ca numai un ciclu sau un numar mic de cicluri pot conduce la ruperea casanta a elementelor. De asemenea cercetarile recente^{70,119} au demonstrat ca cedarea elementelor se produc datorita concentrarii deformatiilor plastice care pot provoca fisuri ductile si nu fisurilor produse de oboseala la un numar redus de cicluri.

(i) Observatii experimentale

Din analiza lucrurilor de specialitate^{47,63,64,80} se mentioneaza, pe scurt urmatoarele concluzii:

- a) Din experimene efectuate pe elemente cu sectiune dublu T cu diferite limite de suplete se confirma ca fenomenul voalarii este mai sever in cazul incarcarilor ciclice, acesta fiind mai important decat fenomenul obosealii la un numar redus al materialului.
- b) Capacitatea elementelor de disipare a energiei induse depinde de limitele de suplete ale sectiunii si proprietatile materialului, in special limita de curgere (Fig. 3.25).
- c) Capacitatea de deformare a elementelor solicate ciclic este cu 60% mai mica decat cea obtinuta din incarcari monotone in conditii de incovoiere. Efectul fortei axiale sau combinarea momentului cu forta axiala reduce drastic capacitatea de deformare a elementului solicat ciclic.
- d) Se observa in general doua mecanisme de deteriorare : primul provine din voalarea sectiunii reducand treptat capacitatea portanta a elementelor, in functie de amplitudinea ciclului, pana in momentul epuizarii capacitatii de rezistenta producandu-se o cedare ductila (Fig. 3.26a, Fig. 3.28b). Al doilea mecanism provine din propagarea fisurilor care deteriorizeaza imediat capacitatea de rezistenta si deformare a elementelor, producandu-se o rupere de tip fragil (Fig. 3.26b, Fig. 3.28c).
- e) Privind mecanismul plastic de cedare, in conditiile de incarcare ciclica, intr-un ciclu voaleaza talpa superioara iar cea inferioara se indreapta, iar in urmatorul ciclu talpa superioara se indreapta si cea inferioara voaleaza; prin urmare se dezvoltă doua mecanisme de cedare care se suprapun (Fig. 3.27). De obicei mai intii voaleaza talpa dupa care urmeaza voalarea inimii, totusi in cazul talpilor nerigidizate talpa si inima voaleaza impreuna datorita fisurilor dezvoltate la inima langa talpa care urmeaza sa voaleze. De asemenea se remarca ca deteriorarea talpii care voaleaza prima este mai severa decat cealalta talpa.

(ii) Factori de deteriorare a ductilitatii locale

Ductilitatea locala capabila a structurii solicate la incarcari seismice se reduce datorita urmatoarelor parametri:

- a) **Efectul incarcarilor ciclice.** Din diagrama de moment-rotire se poate observa ca in cazul incarcarii ciclice creste momentul maxim si se reduce capacitatea de deformare in comparatie cu comportarea unui element incarcat monoton (Fig. 3.28a). Cresterea momentului se datoreaza efectului ecrisarii iar scaderea ductilitatii datorita acumularii deformatiilor plastice. Evident, comportarea ciclica depinde in primul rand de durata incarcarii, numarul incursiunilor in domeniul plastic si amplitudinea lor.
- b) **Fenomenul de voalare.** Din observatiile experimentale^{66,115}, pentru incarcari cu amplitudine constanta, se disting 3 stadii de deteriorare: intre 5-10 cicluri se observa o reducere semnificativa datorita voalarii cuplate cu fenomenul instabilitatii laterale, intre 10-40 de cicluri se observa o stabilizare a comportarii, iar in 40-60 de cicluri datorita propagarii fisurilor se produce cedarea elementului (Fig. 3.28b). In cazul voalarii ciclice, producerea deformatiilor plastice conduce, dupa descarcarea elementului, la aparitia deformatiilor permanente care trebuie luate ca imperfectiuni geometrice. Ele cresc cu cat creste numarul de cicluri de incarcare-descarcare. **Fenomenul voalarii ciclice nu este guvernat de oboseala la un numar redus de cicluri deoarece, numai in conditii de laborator elementele rezista multe cicluri, in realitate unu sau cateva cicluri pot produce cedarea lui prin acumularea de deformatii plastice.**

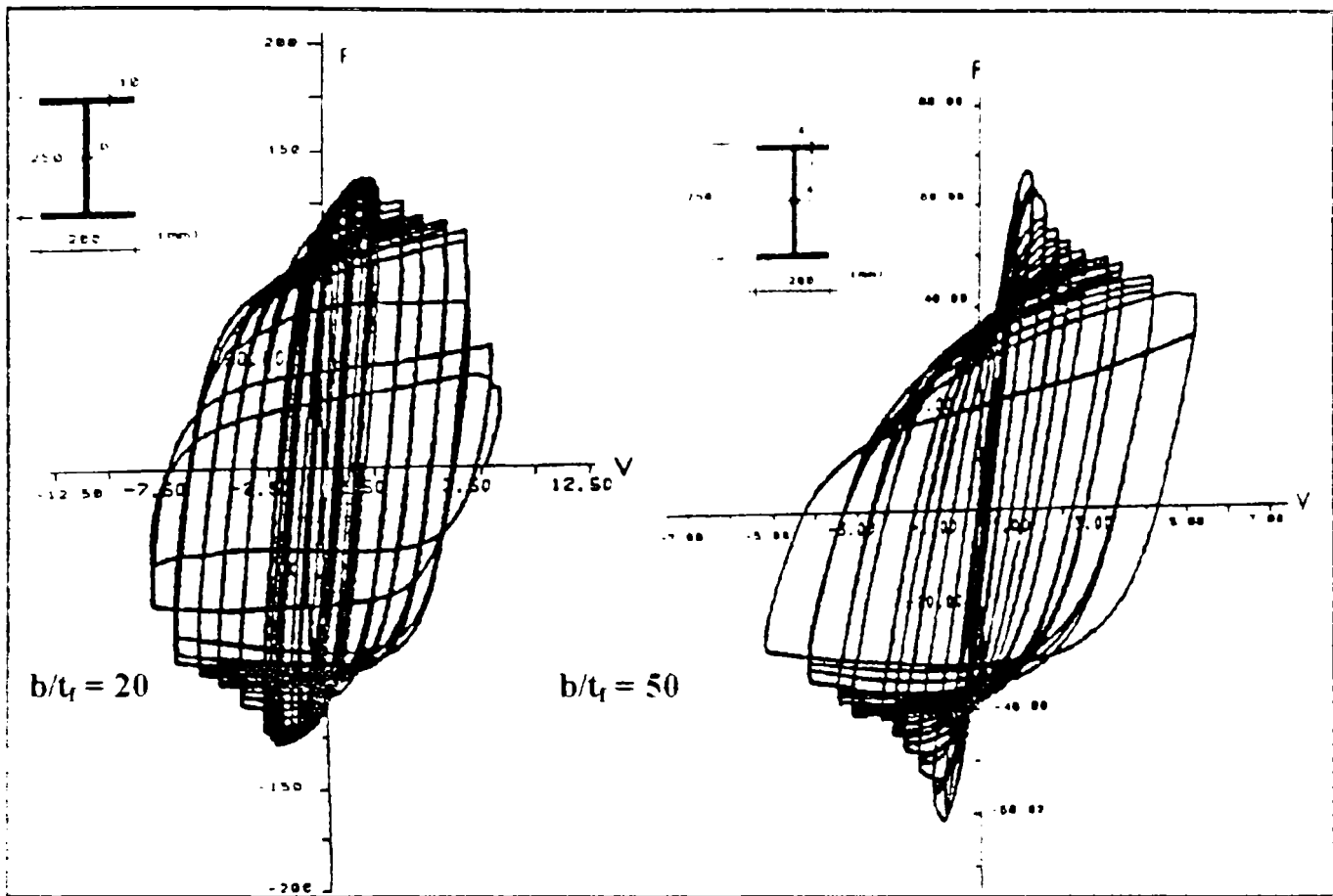
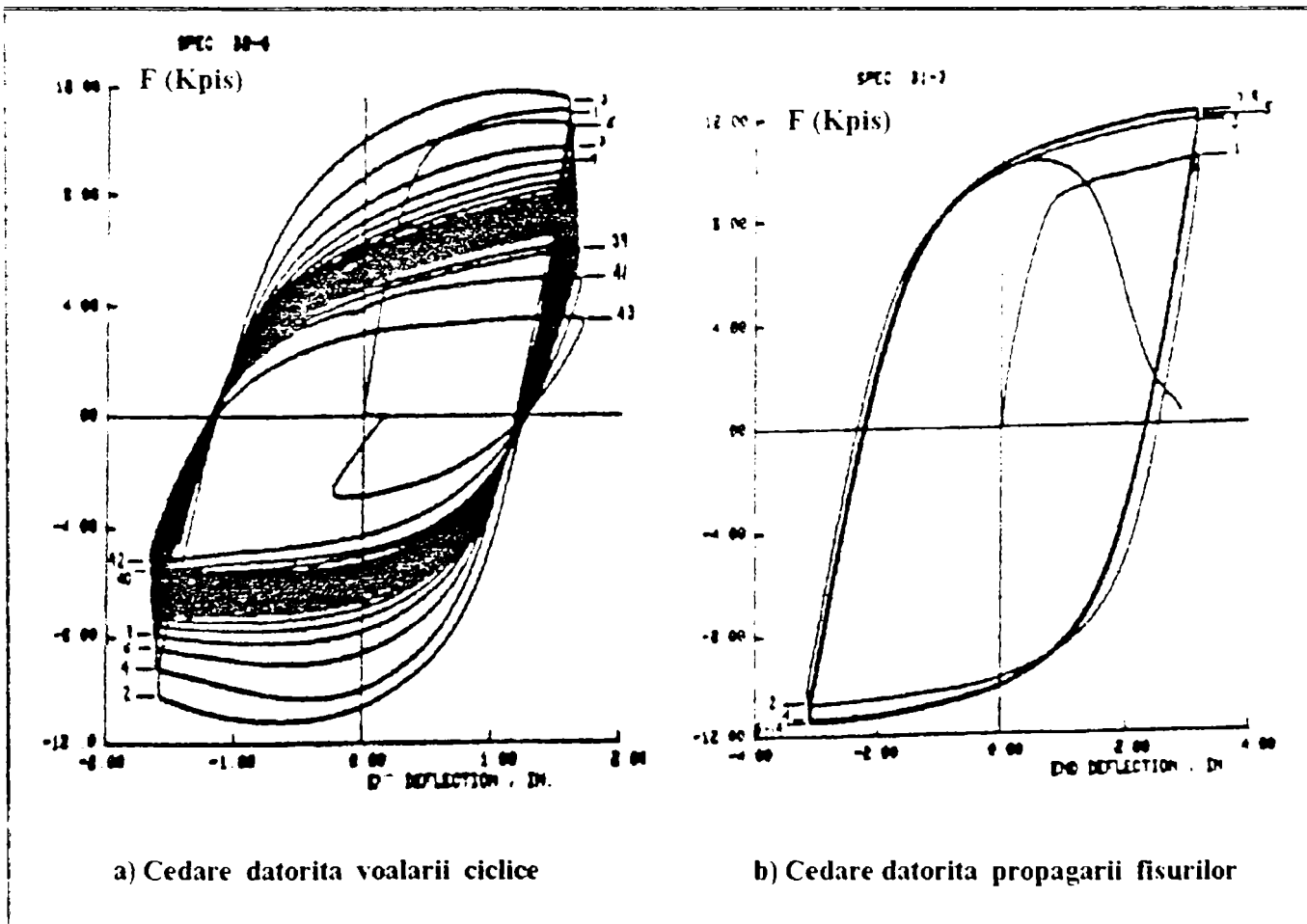


Fig. 3.25 Comportarea ciclica unei console alcatuite din sectiune dublu T [118]

Fig. 3.25 Cyclic behaviour of an H shape section cantiliver [118]



a) Cedare datorita voalarii ciclice

b) Cedare datorita propagarii fisurilor

Fig. 3.26 Moduri de cedare ciclica

Fig. 3.26 Cyclic collapse modes

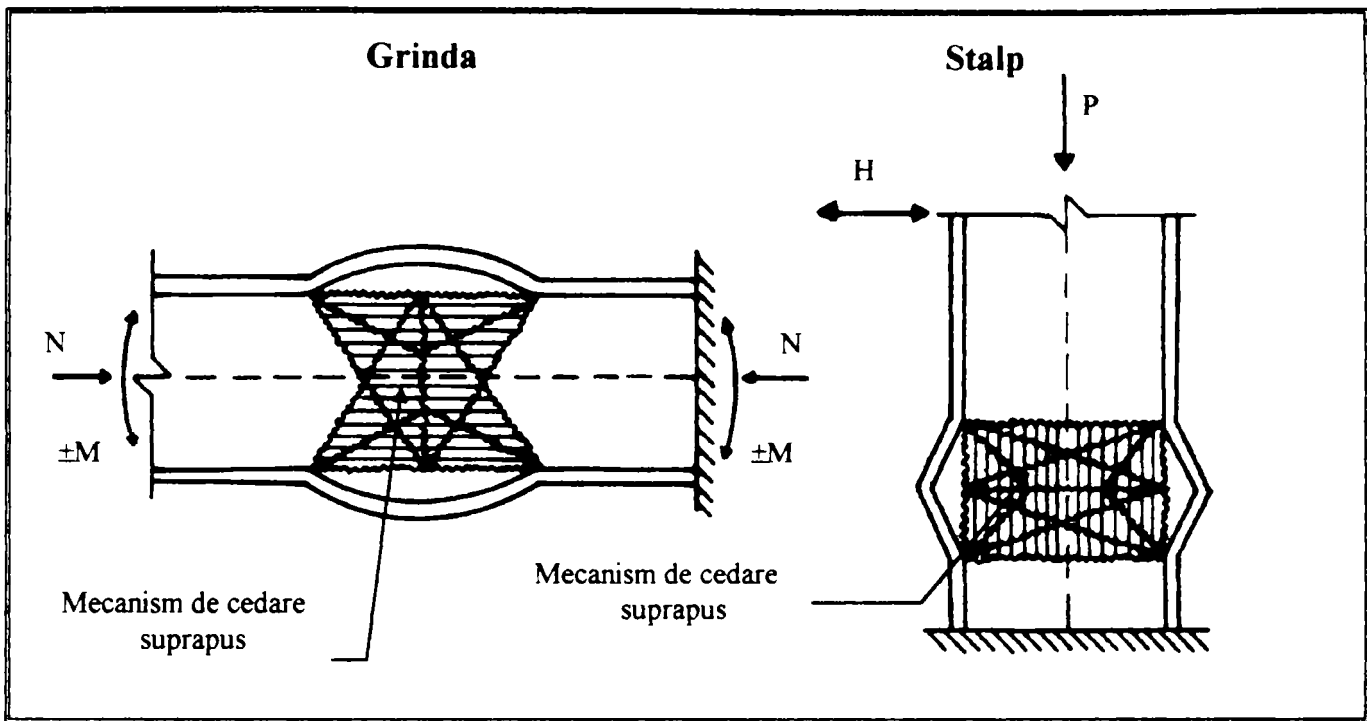


Fig. 3.27 Mecanism plastic de cedare produs din incarcari ciclice
 Fig. 3.27 Plastic collapse mechanism produced by cycling loads

c) **Propagarea fisurilor.** Acest parametru influenteaza, in general, elementele groase care nu voaleaza si cedeaza intr-un mod fragil, brusc la 15-20 de cicluri de incarcare-descarcare (Fig. 3.28c). Pentru impiedicarea formarii fisurilor trebuie acordata atentie speciala la tehnologie de executie a sudurilor si materialelor folosite precum si la detaliile constructive care pot provoca acest fenomen.

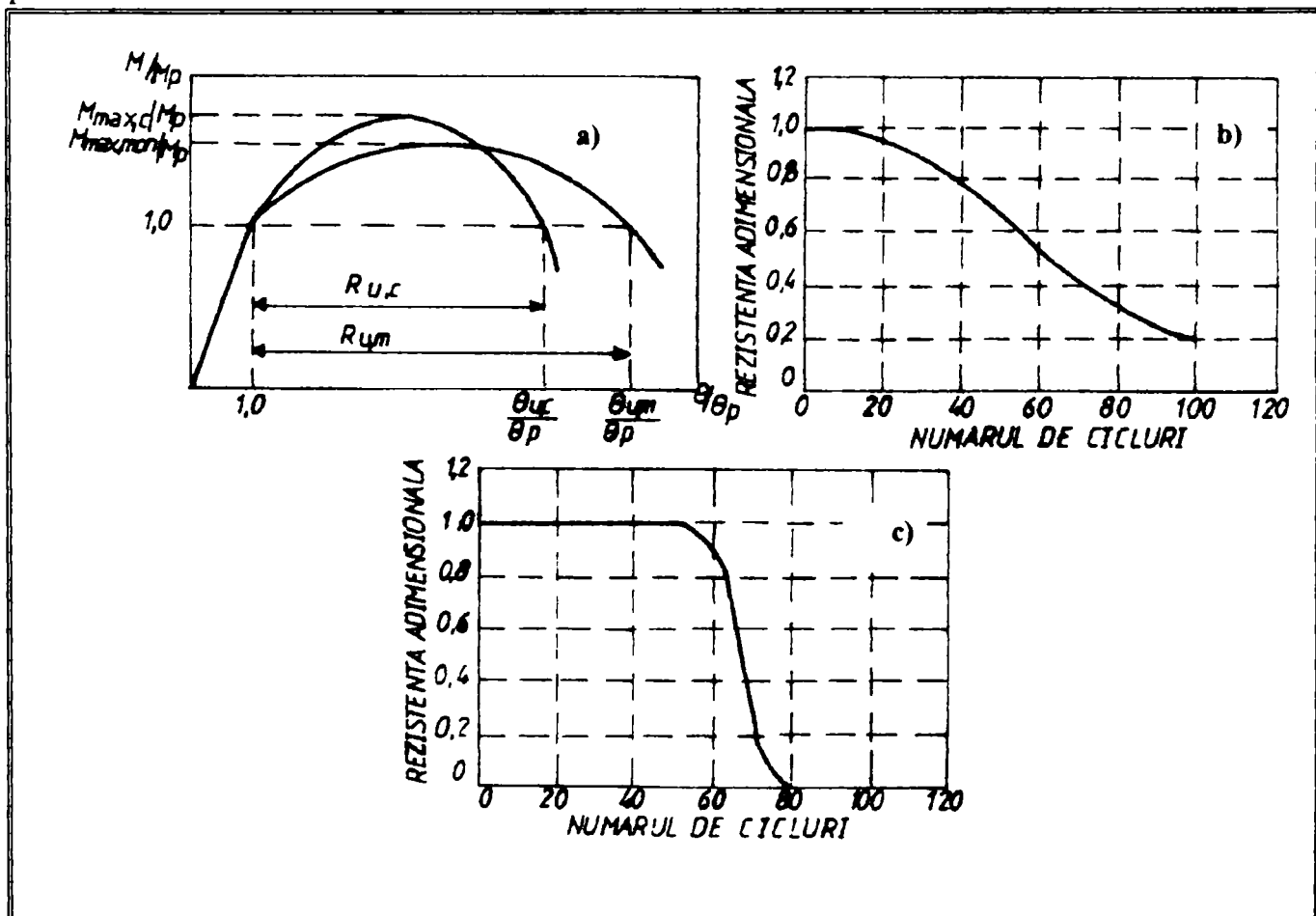


Fig. 3.28 Factori de deteriorare a ductilitatii locale
 Fig. 3.28 Factors influencing the deterioration of local ductility

Avand in vedere factori care reduc ductilitatea locala a elementelor se pot defini urmatoarele moduri de cedare in functie de conformarea elementului si caracteristicile miscarii terenului:

- 1) In cazul seismelor de suprafata, elementele pot ceda datorita voalarii cand sectiunile respecta relatia $(3.11)^{41}$ sau prin rupere fragila, brusc, atunci cand raportul b/t_f este mic. De obicei nu cedeaza datorita acumularii deformatiilor plastice pentru ca seismele de suprafata au un caracter impulsiv. De asemenea pot ceda datorita propagarii fisurilor pintr-un mod fragil din cauza sudurilor executate insuficient sau datorita cresterii limitei de curgere excesive, in urma efectului vitezei mari de incarcare.
- 2) In cazul seismelor de adancime, elementele cedeaza fie prin acumularea deformatiilor datorita voalarii fie prin propagarea fisurilor producandu-se ruperi fragile. Atunci cand sectiunile au un raport b/t_f mic cedarea devine mai repede. De asemenea si in acest caz executarea insuficienta a sudurilor poate provoca cedari fragile.

3.5. Cercetari experimentale realizate pe plan mondial

In acest paragraf se prezinta cercetarile experimentale efectuate pe plan mondial iar datele experimentale complete se pot vedea in anexa IX.

- **Lukey-Adams**⁹⁰. Programul experimental contine incercarea a 12 probe de deschideri diferite alcatuite din sectiuni laminate. Limitele de zveltete ale talpilor variaza intre $b/t_f = 7-10$ iar pentru inima se folosesc trei rapoarte de suplete, $d/t_w = 30.73, 42.98, 52.43$. Incercarile sunt efectuate pe grinzi standard de tip unu, SB1 (anexa A.IX.1).
- **Kuhlmann**⁸⁵. Programul experimental contine incercarea 24 de probe de deschideri diferite, $L=1700-4000\text{mm}$, alcatuite din sectiuni transversale sudate. Limitele de suplete ale talpilor variaza intre 7.5-12 iar pentru inima limitele variaza intre 27-65. Incercarile sunt efectuate pe grinzi standard de tip 1, SB1, asigurate impotriva deplasarilor laterale la mijlocul deschiderii si la rezeme (anexa A.IX.2).
- **Spangemacher**¹⁰⁵. Programul experimental contine incercarea a 31 de probe de deschideri diferite, $L=3000-4000\text{mm}$, alcatuite din sectiuni laminate de tip european (HEA, HEB). Din acestea numai 22 pot fi folosite pentru comparatie pentru ca restul probelor cedeaza datorita taierii. Incercarile sunt efectuate pe grinzi standard de tip 1, SB1 (anexa A.IX.3).
- **Boeraeve et.al.**¹⁰⁶. Programul experimental contine incercarea a 5 probe cu aceeasi deschidere, $L=3000\text{mm}$, alcatuite din sectiuni laminate de tip european cu talpi late HEB-200 avand diferite limite de curgere, $f_y = 235-460 \text{ N/mm}^2$. Incercarile sunt efectuate pe grinzi standard de tip SB 1 simplu rezemate, permitand aparitia fenomenului de instabilitate prin incovoiere-torsiune (anexa A.IX.4).
- **Kemp**^{54,109}. Programul experimental contine incercarea a 12 probe de deschideri $L=1830\text{mm}, L=3660\text{mm}$, alcatuite din sectiuni sudate. Din acestea numai 7 probe dispun date suficiente pentru comparare. Limitele de suplete ale talpii variaza intre 6.50-9.30 iar limitele de suplete ale inimii variaza intre 16.16-46.82. In experimentele lui studiaza cuplarea fenomenelor de voalare a talpii si a inimii cu pierderea stabilitatii prin incovoiere-torsiune (anexa A.IX.5).
- **Suzuki et.al.**⁹⁷. Programul experimental contine incercarea a 9 probe de deschideri, $L=1200\text{mm}$ si 1800 mm alcatuite din sectiuni laminate hibride (anexa A.IX.6).

Privand evaluarea statistica a problemelor de ductilitate, coeficientul de variatie poate fi intre 0.54 -1.35 spre deosebire de probleme de stabilitate in care rezistenta poate varia intre 0.04-0.13⁹⁸.

Chap. 3 LOCAL DUCTILITY

Summary

In this chapter a brief survey on the existing literature concerning the topic of local ductility is made. The factors which influence the local ductility and must be taken into account in design are presented in Fig 3.1. The local ductility are defined at the level of material - cross section - member - connection. When these factors are controlled in design the global ductility can be assured, otherwise premature failure or ductility deterioration is observed.

Material ductility is determined from the mechanical characteristics of the steel by means of tensile test coupon and the result is the stress - strain characteristic curve, Fig 3.2. It is well known that steel ductility decreases with the increasing of steel grade. The yield ratio, f_y/f_u , is a very important parameter indicating the plastic reserve capacity of the material. Due to high randomness of the steel properties the upper bound, $f_{y,max}$, as well as the lower bound, $f_{y,min}$, must be specified in codes. However, concerning this issue, code provisions do not provide sufficiently information for current design, only JIS has a clear definition, Annex A.1.2, while EC-8 introduces some regulations concerning the control of the design and construction, Tab 3.1.

Cross-section ductility is determined by moment-curvature diagram. In order to design a cross-section able to provide sufficient ductility, the wall slenderness must adequately chosen avoiding local buckling in elastic range. Flange slenderness limits to prevent the elastic buckling as well as to prevent the plastic buckling is given in relationships (3.10) respectively (3.11). Web slenderness limits to prevent the elastic buckling, the shear elastic buckling, the of flange in the web is given in relationships (3.12), (3.14) respective (3.15). In order to prevent plastic collapse by shear force the condition (3.17) must be verified. The half-wave length of flange, buckled plastically, can be calculated from relationships (3.18), (3.19), Fig 3.8. Modern codes provide limitations to width - to thickness ratio ; framing the cross-section in different ductility classes : class 1 (plastic), class 2 (compact), class 3 (semi-compact), Fig 3.10. In the same manner aseismic codes associates the width-to-thickness limitations with the behavioural factor, Tab. 3.2. The width-to-thickness limitations for flange and web are unreasonably prescribed independently, because the flange is restrained by the web and the web is restrained by the flange. Only AIJ - LSD takes into account this interaction, Annex A.III, Fig 3.11.

Member ductility is mainly defined by the moment - rotation curve and it is expressed by the rotation capacity of the member. In the study of the member rotation capacity, it must be considered that the element belongs to a structure having a complex behaviour, Fig 3.13, Fig 3.14. Due to a great number of influencing parameters, the "standard beam concept" has been introduced, Fig 3.15. Generally, the rotation capacity of steel beams has been extensively studied both experimentally and theoretically on a single span three or four point beams, Fig 3.16, 3.17. In the annex A.IX the experimental data for three - point beam, SB1, collected from literature are presented. Buckled shapes obtained during experimental tests are illustrated in annex A.VIII.1,2,3. Concerning the definition and determinations of the rotations capacity, a variety of definition, Fig 3.18, as well as different methods have been proposed. An interesting collection of simplified relationships is presented in annex A.IV. Among these

methods, the collapse plastic mechanism method, which describes the plastic mechanism coming from experimental evidence, Fig 3.18, 3.19, 3.20, 3.21, seems to be the most adequate for design purposes. In code provisions, EC - 3, the definition of rotation capacity is strictly dependent with the cross - sections properties neglecting the member span, supporting and loading conditions, which can introduce local, flexural - torsional or shear buckling. Therefore, a member classification rather than a cross - section classification should be introduced in EC-3 specifications.

The local ductility under seismic loading conditions is drastically affected due to the degradation of rigidity of buckled walls, crack propagation, accumulated deformations, number and type of plastic excursions, Fig 3.24, 3.25, 3.26, 3.27. In such cases the rotation capacity must be adequately reduced taking into account the previous parameters.

STUDIUL PARAMETRIC AL DUCTILITATII LOCALE

4.1 Generalitati. Programul *DUCTROT'95*

Prezentul capitol studiaza, prin simulari numerice, ductilitatea locala a profilelor laminate comerciale, conform EN 19-57, de tip **IPE**, **HEB**, **HEA**. Aceste profile sunt alcatuite din placi relativ groase cu limite de suplete mici, neavand, de obicei, pericolul de voalare in domeniul elastic, atunci cand sunt asigurate impotriva torsiunii-incovoierii laterale. Cu exceptia profilelor de tip HEA, celelalte tipuri, IPE, HEB, nu respecta conditia din relatia (3.11) de voalare plastica a talpilor, prezantand pericolul de rupere datorita formarii fisurilor in zonele intinse. Deoarece rezistenta la voalare a inimii si a talpii nu difera cu mult, inima voalandu-se impreuna cu talpa, forma de voalare care predomina este cea asimetrica (Fig. 3.19b).

In cadrul analizei se evalueaza principali parametri care influenteaza comportarea postelastica a elementelor structurale unui cadru si care nu sunt luati in considerare in EC-3, EC-8, avand totusi influenta drastica asupra ductilitatii locale. Codul european pentru calculul si dimensionarea structurilor din otel foloseste conceptul clasificarii sectiunilor in functie de capacitatea de rotire (EC-3, § 5.3), fara a fi prescrisa cantitativ, ea asigurandu-se indirect prin limitarea rapoartelor de suplete a inimii si a talpii, in functie de modul de sollicitare a placilor componente sectiunii transversale si marca otelului. In tabelul 4.1a,b se prezinta clasele dupa EC-3 pentru profile IPE, HEB, HEA. In acest studiu se determina capacitatea de rotire, R , masura ductilitatii locale, privand per ansamblu la nivel de element, luand in considerare deschiderea elementului, L , efectul fortelor gravitationale, M_p/qL^2 , efectul fortei axiale, N , variabilitatea caracteristicilor materialului, etc. Profilele laminate se considera fara a se tine cont de efectul racordului, r , intre inima si talpile, tratarea acestei influente se va detalia in capitolul urmator. Pentru efectuarea analizelor parametrice s-a folosit programul *DUCTROT'95*⁴² elaborat in cadrul INCERC-Timisoara, rezultatul unei dezvoltari continue a altor programe din aceasta serie (POSTEL, DUCTROT'93). Programul *DUCTROT'95* foloseste **conceptul mecanismului plastic de cedare**^{21, 41}, care prezinta o metoda aproximativa adecvata pentru rezolvarea problemelor de ductilitate locala in conditii practicii de proiectare curente. Verificarea rezultatelor obtinute de acest program au fost comparate^{87, 114} atat cu datele experimentale cat si cu metode teoretice care utilizeaza elemente finite dand rezultate corespunzatoare, ceea ce identifica fidelitatea rezultatelor si prin urmare folosirea programului pentru elaborarea unui cadru consistent de calcul al ductilitatii locale. Utilizarea programului este usoara, avand diferite interfete pentru introducerea datelor, luand in considerare diferitele forme de voalare (simetrica, asimetrica, in plan, in afara planului elementului); prin introducerea proprietatilor mecanice materialului si caracteristicilor geometrice ale elementului programul calculeaza rotirea ultima, θ_u , capacitatea de rotire capabila, $R_{u.cap}$, trasand de asemenea diagrama $M/M_p - \theta/\theta_p$.

4.2. Studiul grinzii standard

Avand in vedere cele expuse in paragraful 3.4.1 se intelege ca folosirea conceptului grinzii standard reprezinta elementul de baza pentru determinarea capacitatii de rotire deoarece, pe de o parte evalueaza deschiderea de lucru reala a elementului, iar pe de alta parte introduce efectul deformabilitatii la nivel de element in calculul ductilitatii locale. **Pentru cazul**

Tabel 4.1. Clasificarea profilelor laminate conform EC-3

Table 4.1. Cross section classification in conformity of EC-3

Tabel 4.1a Clasificarea sectiunilor solicitate la incovoiere

Table 4.1a Cross section classification of pure bending

	Fe 360			Fe 430			Fe 510		
	IPE	HEA	HEB	IPE	HEA	HEB	IPE	HEA	HEB
100	1	1	1	1	1	1	1	1	1
120	1	1	1	1	1	1	1	1	1
140	1	1	1	1	1	1	1	2	1
160	1	1	1	1	1	1	1	2	1
180	1	1	1	1	2	1	1	3	1
200	1	1	1	1	2	1	1	3	1
220	1	1	1	1	2	1	1	3	1
240	1	1	1	1	2	1	1	3	1
260	-	2	1	-	3	1	-	3	1
270	1	-	-	1	-	-	1	-	-
280	-	2	1	-	3	1	-	3	1
300	1	2	1	1	3	1	1	3	1
320	-	1	1	-	2	1	-	3	1
330	1	-	-	1	-	-	1	-	-
340	-	1	1	-	1	1	-	3	1
360	1	1	1	1	1	1	1	2	1
400	1	1	1	1	1	1	1	1	1
450	1	1	1	1	1	1	1	1	1
500	1	1	1	1	1	1	1	1	1
550	1	1	1	1	1	1	1	1	1
600	1	1	1	1	1	1	1	1	1

Tabel 4.1b Clasificarea sectiunilor solicitate la forta axiala

Table 4.1b Cross section classification of pure axial force

	Fe 360			Fe 430			Fe 510		
	IPE	HEA	HEB	IPE	HEA	HEB	IPE	HEA	HEB
100	1	1	1	1	1	1	1	1	1
120	1	1	1	1	1	1	1	1	1
140	1	1	1	1	1	1	1	2	1
160	1	1	1	1	1	1	1	2	1
180	1	1	1	1	2	1	1	3	1
200	1	1	1	1	2	1	2	3	1
220	1	1	1	1	2	1	2	3	1
240	1	1	1	2	2	1	2	3	1
260	-	2	1	-	3	1	-	3	1
270	2	-	-	2	-	-	3	-	-
280	-	2	1	-	3	1	-	3	1
300	2	2	1	2	3	1	4	3	1
320	-	1	1	-	1	1	-	3	1
330	2	-	-	3	-	-	4	-	-
340	-	1	1	-	1	1	-	3	1
360	2	1	1	3	1	1	4	2	1
400	3	1	1	3	1	1	4	2	1
450	3	1	1	4	1	1	4	2	1
500	3	1	1	4	2	1	4	3	2
550	4	2	1	4	4	1	4	4	2
600	4	2	1	4	4	2	4	4	3

grinzilor, cand se tine cont numai efectul fortelor seismice se poate folosi grinda standard de tip1, SB1, (Fig 4.1a, anexa A.X), iar atunci cand se tine cont simultan si efectul fortelor gravitationale (cazul cadrelor reale) se pot utiliza pentru momente negative grinda de tip SB1 iar pentru momente pozitive grinda SB2 (anexa A.X) cu forte concentrate sau uniform distribuite (Fig.3.15a,b, Fig 4.1b,c).

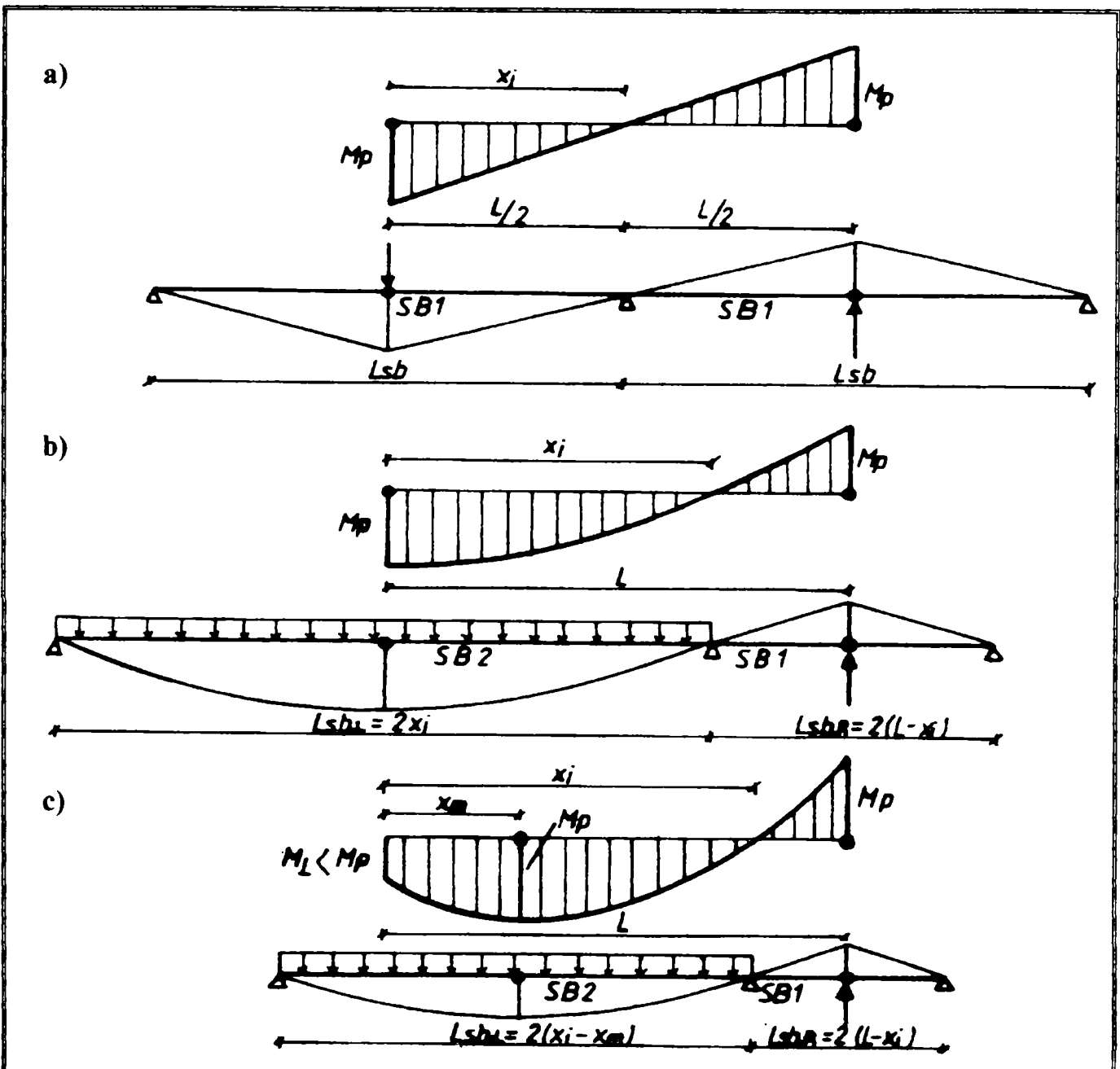


Fig. 4.1 Definirea grinzii standard pentru cazul riglei cadrului

Fig. 4.1 Definition of standard beam applied to a beam belonging to a frame

Folosand relatiile (3.21), (3.22) se calculeaza distantele, x_i , x_m , in functie de locul aparitiei articulatiilor plastice si raportul M_p/qL^2 care introduce efectul fortelor gravitationale. Deschiderile grinzii standard, $L_{SB,L}$, $L_{SB,R}$, pot fi (Fig 4.1b,c):

- Cand articulatiile se formeaza la ambele capete:

$$L_{SB,L} = 2x_i \quad ; \quad L_{SB,R} = 2(L - x_i) \quad (4.1)$$

- Cand una din articulatiile se formeaza spre mijlocul grinzii:

$$L_{SB,L} = 2(x_i - x_m) \quad ; \quad L_{SB,R} = 2(L - x_i) \quad (4.2)$$

Reprezentand variatia $L_{SB,L}, L_{SB,R} \cdot M_p/qL^2$ se observa ca, pentru deschiderea din stanga, $L_{SB,L}$, marirea raportului M_p/qL^2 conduce la cresterea deschiderii pana la schimbarea locului formarii articulatiei plastice, $M_p/qL^2 = 0.25$, dupa care treptat deschiderea standard se reduce cu cresterea fortelor gravitationale (Fig. 4.2). Pentru deschiderea din dreapta, $L_{SB,R}$, cresterea fortelor gravitationale conduce la marirea deschiderii standard (Fig. 4.2).

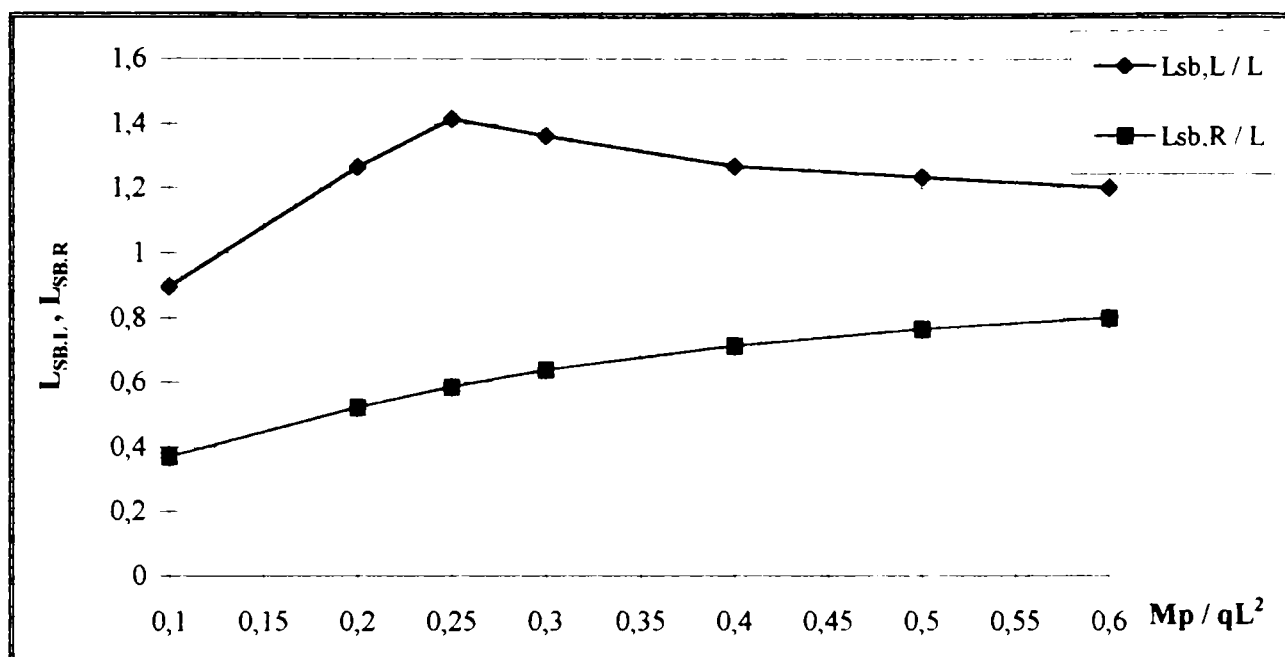


Fig. 4.2 Determinarea deschiderii grinzii standard pentru momente plastice egale
 Fig. 4.2 Determination of standard beam span for equal plastic moments

Cazul anterior reprezinta situatia teoretica la care momentele dezvoltate la capetele riglei cadrului sau inspre mijlocul deschiderii, L , sunt egale cu momentul plastic teoretic, M_p . In realitate, des datorita efectului ecrusarii, efectului vitezei de incarcare sau a variabilitatii caracteristicilor mecanice, momentul plastic dezvoltat devine mai mare decat momentul teoretic, M_p , caz in care deschiderile de lucru se modifica. Pentru deducerea deschiderilor tinand seama de aceasta crestere, sM_p , se considera dintr-un cadru real grinda simplu rezemata, echivalent incarcata, din care rezulta distantele x_i, x_m (Fig. 4.3):

- Din conditia $T_x = 0 \Rightarrow$

$$x_m = \left(1 + 2 \frac{M_L + sM_R}{qL^2} \right) \frac{L}{2} \quad (4.3)$$

- Din conditia $M=0 \Rightarrow$

$$x_i = \left\{ 1 - 2 \frac{M_L + sM_R}{qL^2} \pm \left[\left(1 - 2 \frac{M_L + sM_R}{qL^2} \right)^2 + \frac{8M_L}{qL^2} \right]^{1/2} \right\} \frac{L}{2} \quad (4.4)$$

Cu ajutorul relatiei (4.3) se calculeaza momentul maxim, M_{max} :

$$\frac{M_{max}}{qL^2} = \frac{M_L - sM_R}{qL^2} + \frac{1}{2} \left(\frac{M_L + sM_R}{qL^2} \right)^2 + \frac{1}{8} \quad (4.5)$$

Momentul din capatul din stanga, M_L , se poate exprima :

$$\frac{M_L}{qL^2} = \left((1+s) \frac{2M_R}{qL^2} \right)^{1/2} - \left(\frac{M_R}{qL^2} + \frac{1}{2} \right) \quad (4.6)$$

unde:

M_L - momentul plastic din capatul din stanga.

M_R - momentul plastic din capatul din dreapta.

s - coeficientul care tine cont de cauzele cresterii momentului plastic ($s = 1.0 \dots 1.50$).

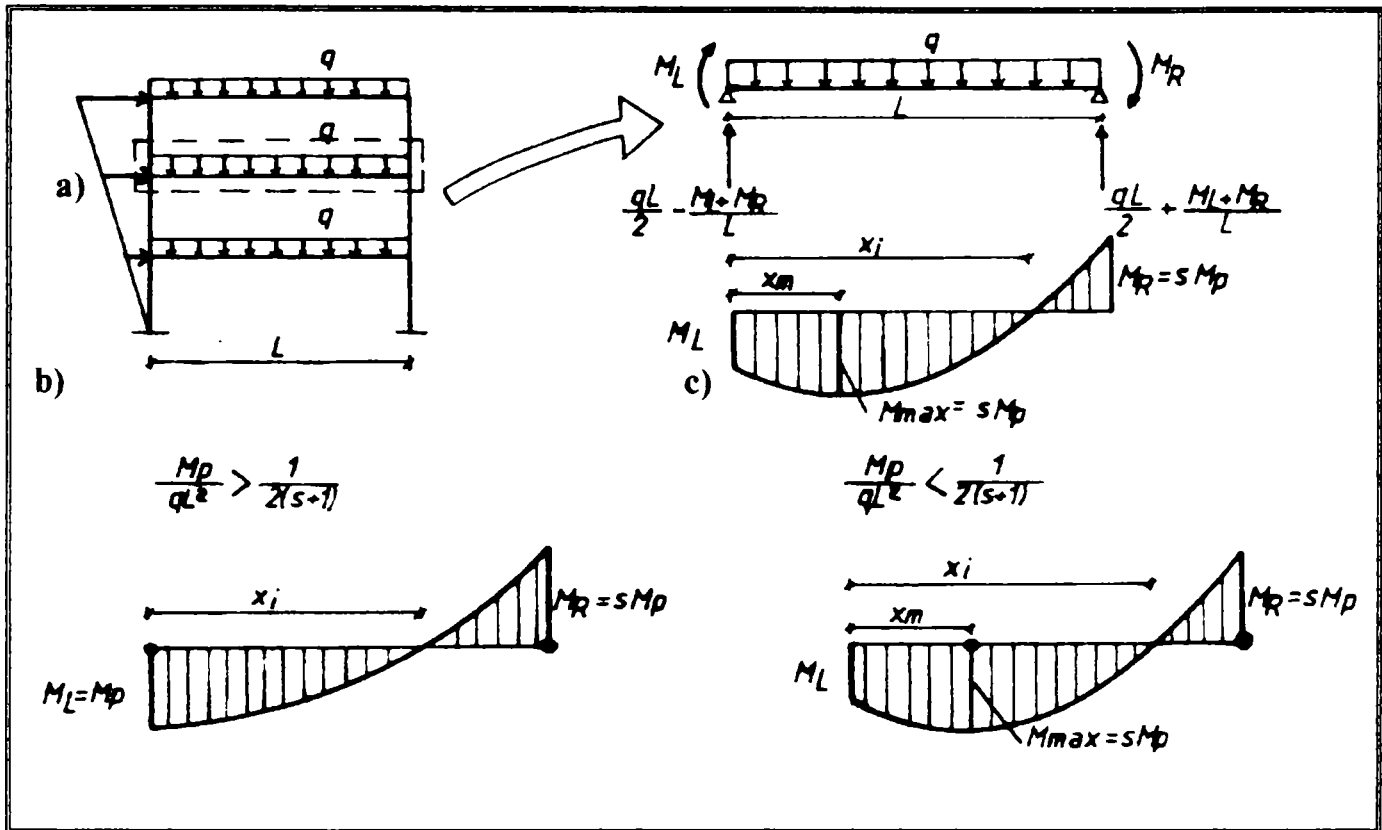


Fig. 4.3 Calculul deschiderii standard luand in considerare cresterea momentului plastic
 Fig. 4.3 Calculation of "standard" span taking into account the increasing of plastic moment

Pentru grinda unui cadru se pot produce urmatoarele cazuri:

- Cand articulatiile se formeaza la ambele capete, $M_R = s M_P$, $M_L = M_P$, pentru conditia (Fig.4.3b):

$$\frac{M_P}{qL^2} > \frac{1}{2(s+1)} \quad (4.7)$$

$$x_i = \left\{ 1 - 2 \frac{(s+1)M_P}{qL^2} \pm \left[\left(1 - 2 \frac{(s+1)M_P}{qL^2} \right)^2 + \frac{8M_P}{qL^2} \right]^{1/2} \right\} \frac{L}{2} \quad (4.8)$$

- Cand articulatia din stanga se formeaza la o distanta, x_m , $M_L < M_P$, $M_{max} = s M_P$, $M_R = M_P$ pentru conditia (Fig. 4.3c):

$$\frac{M_P}{qL^2} < \frac{1}{2(s+1)} \quad (4.9)$$

Cu ajutorul relatiei (4.3) inlocuind in (4.6) se obtine distanta, x_m , intre locul formarii articulatiei plastice si capatul din stanga al grinzii:

$$x_m = \left[1 - \left((1+s) \frac{2M_p}{qL^2} \right)^{1/2} \right] L \quad (4.10)$$

Prin combinarea relatiilor (4.4), (4.6) rezulta:

$$x_i = \left\{ 1 - \left[(1+s) \frac{2M_p}{qL^2} \right]^{1/2} \pm \left(s \frac{2M_p}{qL^2} \right)^{1/2} \right\} L \quad (4.11)$$

Inlocuind in relatiile (4.1), (4.2) relatiile de calcul (4.8), (4.10), (4.11) rezulta diagramele din figura 4.4, care reprezinta variatiile deschiderii de lucru (standard) in cazul cresterii inegale a momentului plastic.

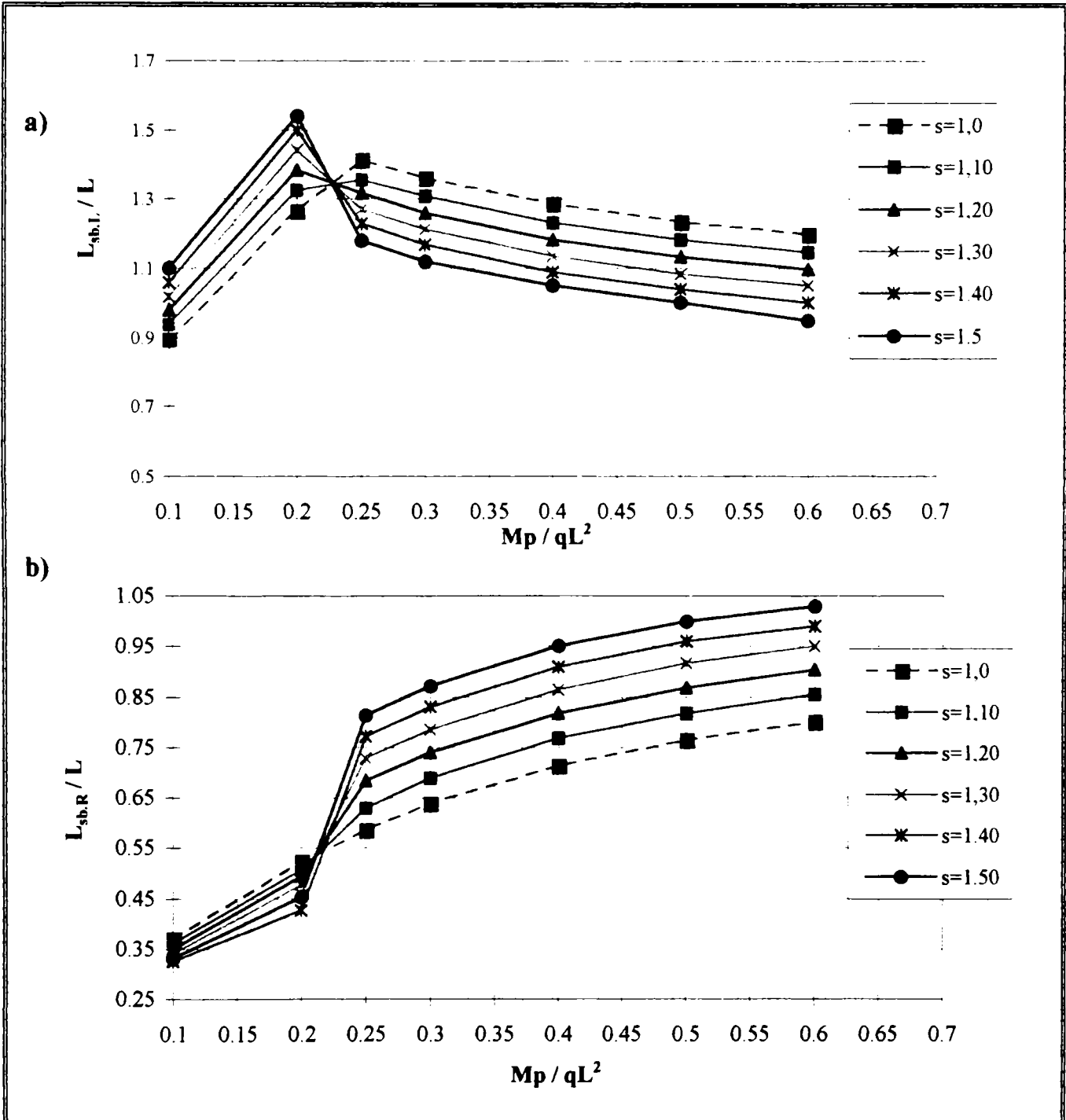


Fig. 4.4 Variatia deschiderii standard in functie de efectul cresterii momentului plastic
Fig. 4.4 Standard span variation as a function of increasing influence of plastic moment

Examinand diagrama din figura 4.4a se observa ca, pentru deschiderea din stanga, $L_{SB,L}$, valoarea maxima si minima se obtin, in functie de cresterea momentului, sM_p , pentru rapoarte $M_p/qL^2 = 0.20-0.25$ care reprezinta situatiile limita pentru locul formarii ale articulatiilor plastice. Deschiderea, $L_{SB,L}$, scade cu cresterea momentului plastic fiind mai semnificativa in cazul fortelor gravitationale mici, $M_p/qL^2 = 0.40-0.60$, aceasta scadere ajungand pana la 20% fata de situatia momentelor plastice egale. In cazul fortelor gravitationale mari, $M_p/qL^2 = 0.10-0.20$, deschiderea se mareste cu cca 12% in cazul cand momentul plastic creste cu 50% fata de momentul plastic teoretic. In ceea ce priveste deschiderea din dreapta, $L_{SB,R}$, ea creste cu cca 30% pentru rapoarte $M_p/qL^2 = 0.40-0.60$ in cazul cand momentul se mareste cu 40%-50% fata de momentul plastic teoretic si scade pentru cazul fortelor verticale mari (Fig. 4.4b).

In figura 4.5 se arata ca punctul de inflexiune, x_i , este direct influentat de marimea fortelor gravitationale si de efectul variatiei momentului. In cazul fortelor verticale mari, $M_p/qL^2 = 0.10-0.25$, punctul de inflexiune, ce indica modul de deformare, se muta inspre partea dreapta a unei grinzi, iar pentru cazul fortelor gravitationale mici inspre partea stanga ajungandu-se aproximativ pe la mijlocul deschiderii, L , in cazul $M_p/qL^2 = 0.60$ si cresterea momentului cu 50% fata de momentul plastic teoretic.

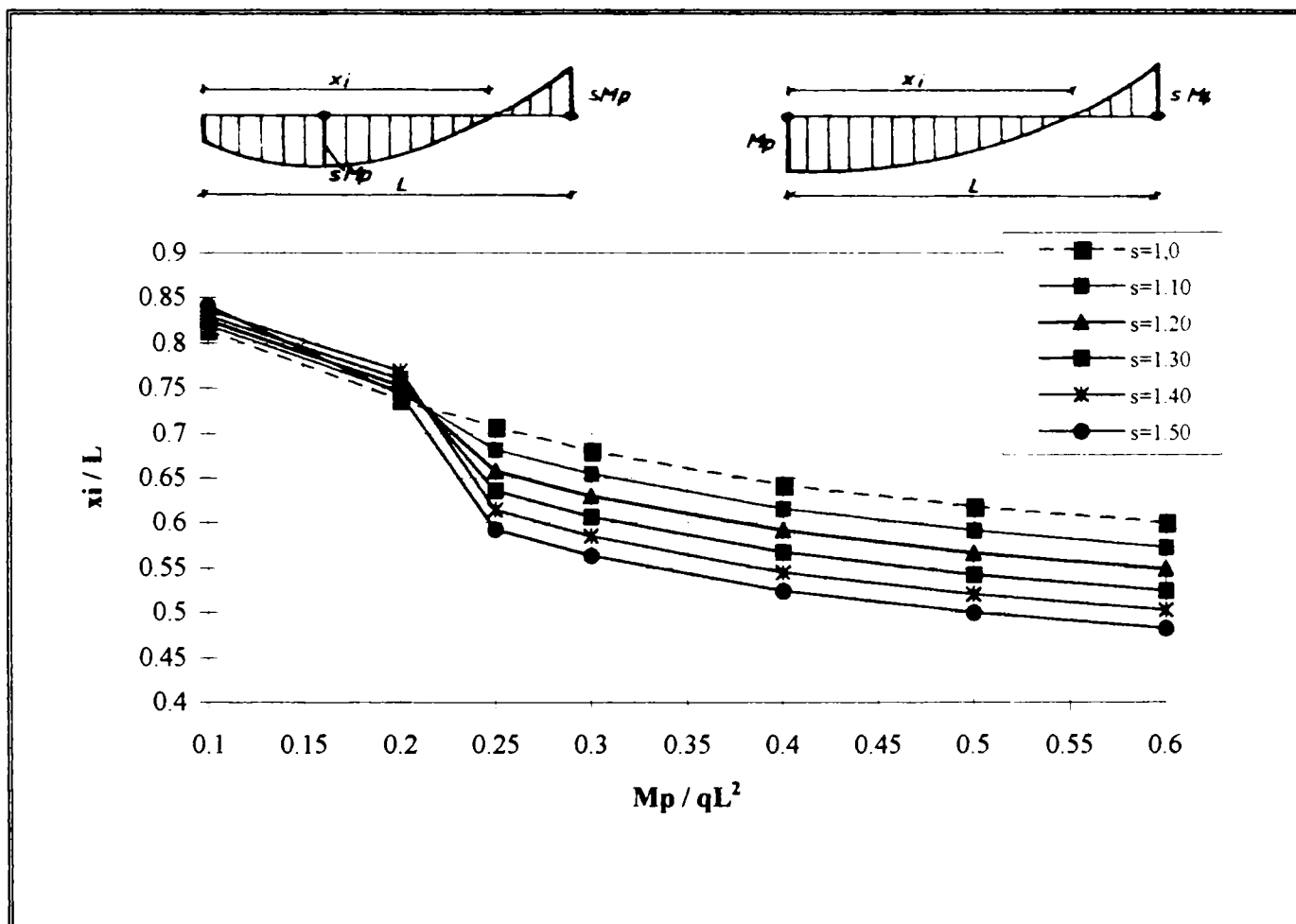


Fig. 4.5 Variatia punctului de inflexiune
Fig. 4.5 Variation of inflection point

In concluzie, locul formarii articulatiilor plastice depinde atat de marimea fortelor gravitationale cat si de marimea variatiei momentului, influentand direct capacitatea de deformare a riglei cadrului.

In tabelul 7.5 (capitolul 7) se dau tabelar valorile pentru calculul deschiderii standard in functie de raportul M_p/qL^2 si rata cresterii, s , a momentului plastic.

Pentru cazul stalpului se foloseste grinda standard de tip SB1, iar deschiderea se lucru, L_{sb} , depinde de forma diagramei momentului incovoietor (Fig. 4.6a-f). In cazul cadrelor multietajate, de obicei stalpii parterului si a etajelor inferioare sunt mai puternici decat cei de la etajele superioare; in asemenea cazuri stalpii lucreaza la simpla curbura, neavand punct de inflexiune. Aceste elemente se studiaza cu grinda de tip SB1 cu o anumita excentricitate:

$$e_0 = \frac{M_N}{N} = \frac{M_{sup}(0.25 \div 0.50M_p)}{N} \quad (4.12)$$

In figura 4.7 se prezinta variatia deschiderei grinzii standard, pentru cazul stalpului, care creste in functie de marirea raportului M_{sup} / M_{inf} si devenind constant cand elementul nu prezinta punct de inflexiune , in acest caz lucrandu-se cu excentricitatea e_0 .

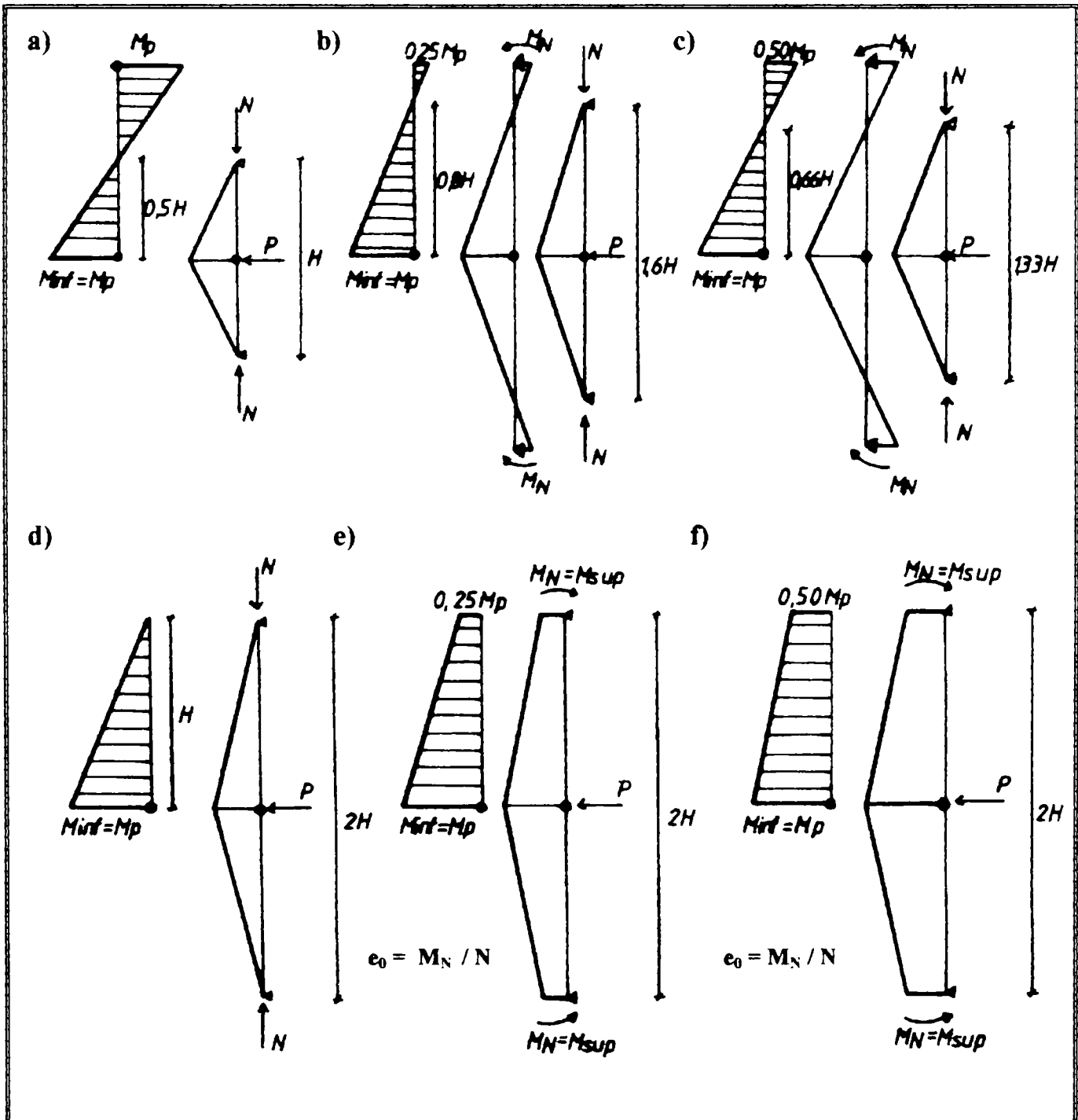


Fig. 4.6 Definierea grinzii standard pentru cazul stalpului cadrului
 Fig. 4.6 Definition of standard beam in case of a column

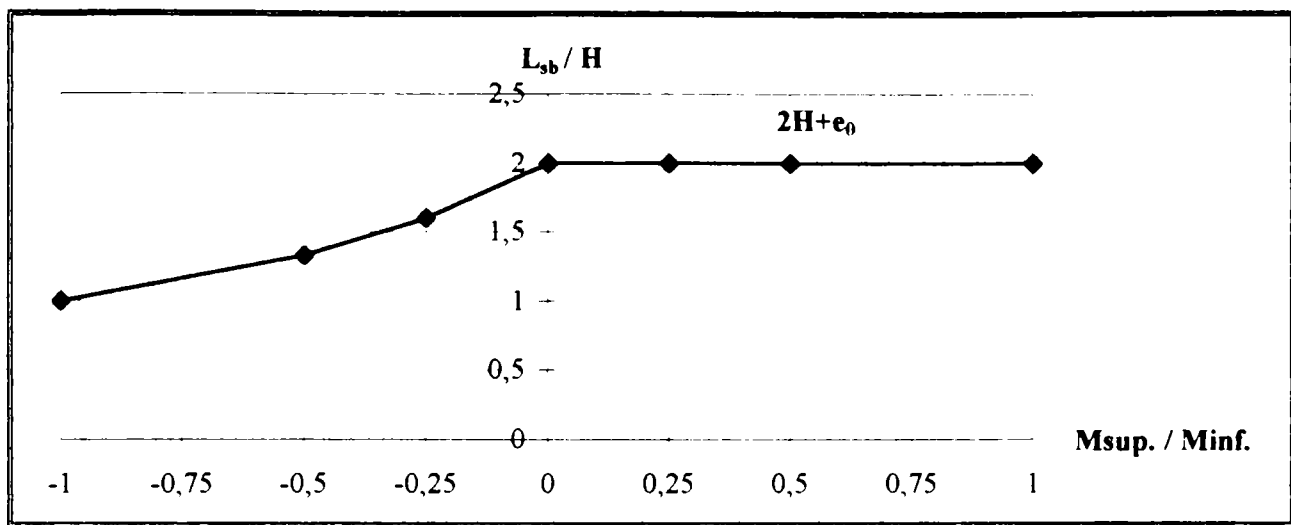


Fig. 4.7 Variatia deschiderii standard pentru stalp
Fig. 4.7 Variation of standard beam span in case of column

4.3 Criterii de definire a capacitatii de rotire capabile

Pentru elaborarea unui cadru de verificare al ductilitatii locale este necesara pe de o parte determinarea criteriilor de definire si de limitare a capacitatii de deformare inelastice proprie a elementului, iar pe de alta parte a evaluarii cerintelor de deformare impuse de conditiile exterioare. Primul aspect este legat in exclusivitate cu aptitudinea initiala a elementului de deformare postelastica, luand in considerare totodata factori de influenta care reduc aceasta proprietate, iar al doilea aspect reprezinta o problema a interactiunii intre ductilitate locala-globala. Se cunoaste ca, in procesul verificarii ductilitatii pentru fiecare articulatie plastica, in toata viata structurii, trebuie sa fie respectata urmatoarea conditie:

$$R_{cap} \geq R_{nec} \quad (4.13)$$

Capacitatea de rotire capabila, R_{cap} , depinde de proprietatile mecanice-chimice a materialului, de geometria lui, de tipul elementului, precum si fortele care actioneaza asupra elementului (statice-dinamice, forte gravitationale, forta axiala, etc.). Dintre diferitele definitii propuse pentru calculul capacitatii de rotire (§ 3.4.4(i)), capacitatea de rotire ultima, R_u , descrie cel mai corect comportarea elementelor structurale (grinda, stalp) care apartin unei structuri de rezistenta, deoarece trebuie considerat ca toate elementele nu ating concomitent starea limita ultima, precum si faptul ca redistribuirea eforturilor in structura creaza un mecanism care mentine si nu reduce brusc capacitatea de rezistenta si de deformare a elementului. Asadar, folosirea capacitatii de rotire corespunzatoare momentului maxim, R_{max} , (Fig. 3.17a), este conservativa cand elementul face parte dintr-o structura si nu se considera izolat. In literatura de specialitate se mentioneaza ca evaluarea capacitatii de rotire ultime este dificila datorita dificultatilor determinarii curbei descendente a diagramei $M-\theta$ ^{121, 122}. In anexa A.V prin compararea capacitatii de rotire R_{max} ⁵⁴ si R_u ^{28,114} se poate observa ca ambele capacitati de rotire se pot estima la fel de bine cand se compara cu datele experimentale avand aproximativ aceleasi indici statistici, justificandu-se folosirea in conditii de securitate a lui R_u . Estimarea capacitatii de rotire ultime se face cu metoda cinematica a mecanismului plastic de cedare care utilizeaza teorema superioara a teoriei plasticitatii, ceea ce inseamna ca pentru proiectare trebuie aplicata o anumita reducere⁴¹; aceste reduceri se pot aplica introducand coeficientul partial de siguranta^{41, 105}, γ_M , in conformitate cu EC-3 avand o valoare mai mare in comparatie cu coeficientii de siguranta utilizati pentru verificari de rezistenta, si prin introducerea unor criterii de limitare a comportarii postelastice a elementului. Criteriile de limitare se refera fie la calculul pantei diagramei $M-\theta$ ^{104, 123}, fie la

determinarea unor cauze care pot provoca initierea si propagarea fisurilor care vor conduce ulterior la ruperi fragile^{21, 70}. Cu siguranta determinarea pantei ne informeaza exact asupra modului de cedare a elementului, totusi implementarea in practica de proiectare este dificila pentru ca majoritatea programelor de calcul comerciale lucreaza in conformitate cu EC-3 care admite pentru analize diagrame de comportare, M- θ , simplificate (rigid-plastic, elastic-plastic).

Al doilea concept se poate aborda fie analitic prin studiul legii de dezvoltare a fisurii (lungimea fisurii, adincimea fisurii) si a tipului acesteia (fisuri ductile, fisuri fragile)⁷⁰, fie prin studiul aproximativ calculand rotirea de rupere a placilor comprimate unei sectiuni transversale²¹. Examinarea aparitiei si propagarii fisurilor necesita cunostinte de mecanica ruperii, iar rezultatele unui asemenea studiu vor fi greu de aplicat in practica de proiectare datorita faptului ca ingineri de proiectare nu sunt obisnuiti sa opereze cu asemenea termeni. Totusi, un pas de viitor poate va fi introducerea starii limita de fisurare a elementelor din otel, cum de fapt se procedeaza pentru proiectarea elementelor din beton armat, mai ales in vederea utilizarii unei proiectari bazate pe deformatii (Deformation Based Design). Prin urmare, criteriul cel mai convenabil pentru practica de proiectare curenta reprezinta definirea si limitarea rotirii de rupere a placilor comprimate in care se pot naste fisuri care la randul lor vor scoate elementul din serviciu.

Capacitate de rotire capabila a unui element difera in functie de modul de incarcare, monoton, ciclic, datorita particularitatilor care introduce fiecare tip de actiune. Asadar, trebuie studiat cazul capacitatii de rotire din incarcari statice (monotone) si cazul incargarilor seismice (cu caracter cilcic sau de impact).

- **Capacitatea de rotire capabila din incarcari monotone, $R_{cap.m}$:**

Determinarea ei se face prin calculul capacitatii de rotire ultime, R_u . Deoarece capacitatea de rotire depinde de nivelul de dezvoltare al momentului plastic, estimarea gresita a momentului conduce la subevaluarea sau supraevaluarea capacitatii de deformare. Deasemenea se pot ivi cazuri cand elementul mai dispune de capacitate de rotire, dar datorita altor cauze, aparitia fisurilor, se considera ca deformabilitatea lui este epuizata. Avand in vedere ca ruperea elementului incepe datorita cedarii materialului este necesara stabilirea unui criteriu de limitare a capacitatii de rotire ultime care sa depinda de proprietatile mecanice ale materialului si geometria sectiunii transversale. Luand in considerare mecanismele de cedare, figura 3.17, anexa VII, precum si formele voalarii obtinute experimental, figura 3.21, se propune studierea modului de rupere. Observatiile experimentale evidentiaza faptul ca, obtinerea unor rotiri mari se poate face fie prin ruperea talpii intinse, fie prin voalarea talpii comprimate. Deasemenea se cunoaste, §3.4.5, ca talpa se deformeaza complet, iar inima poate dezvolta un mecanism plastic total sau partial. Prin urmare este suficient sa se verifice daca rotirea talpii la care exista posibilitatea aparitiei fisurii de a lungul liniilor de curgere este mai mica sau mai mare decat rotirea de rupere al acesteia. Evident, trebuie sa fie valabila urmatoarea conditie:

$$\theta_{crit.f} \leq \theta_{r.f} \quad (4.14)$$

unde:

$\theta_{crit.f}$ - rotirea critica a talpii comprimate.

$\theta_{r.f}$ - rotirea de rupere a talpii comprimate.

Determinarea rotirii critice, $\theta_{crit.f}$, capabile sa fie dezvoltata de catre talpa comprimata se poate calcula geometric conform mecanismului local de cedare (Fig. 4.8):

$$\theta_{crit.f} = 2 \frac{(\beta b \Delta)^{1/2}}{\gamma_M \beta b} = 2 \left(\frac{\delta d \theta_u}{\gamma_M \beta b} \right)^{1/2} = 2 \left(\frac{\theta_u}{\gamma_M \chi} \right)^{1/2} \quad (4.15)$$

unde:

- θ_u - rotire ultima a mecanismului plastic de cedare obtinut din relatia (3.37);
- χ - parametru geometric al mecanismului de cedare, obtinut din relatia (3.38);
- γ_M - coeficient partial de siguranta, tinand cont de incertitudinile modelului .

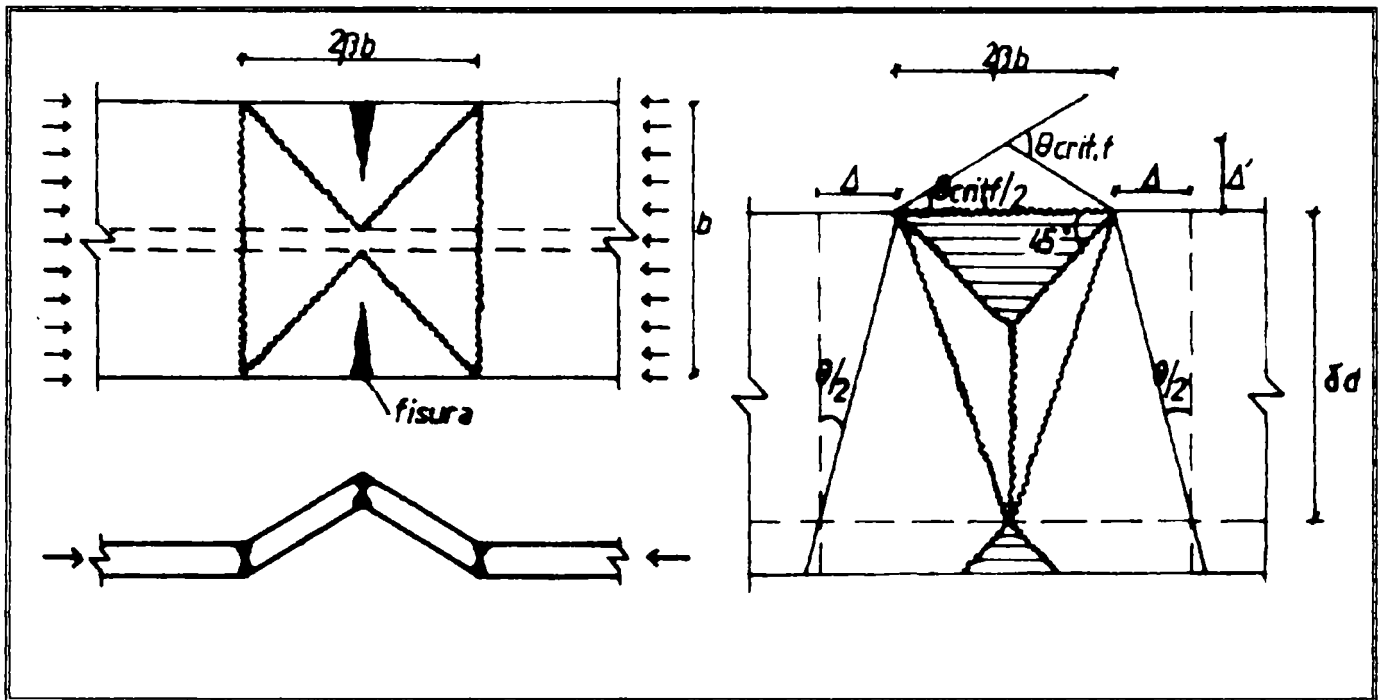


Fig. 4.8 Determinarea rotirii critice a talpii comprimate
Fig. 4.8 Determination of critical rotation of compressed flange

Determinarea rotirii de rupere, $\theta_{r.f}$, a talpii se poate face prin calculul lungimii zonei plastice, l_p , cu ajutorul careia se evalueaza curbura, luand in considerare legatura intre deformatie si curbura, rezulta urmatoarea relatie²¹ (Fig. 4.9):

$$\theta_{r.f} = 2 \left(\frac{f_u}{f_y} - 1 \right) \frac{\ell}{t} \epsilon_u \quad (4.16)$$

unde:

- ℓ -distanța între punctele de inflexiune a talpii voalate, care se ia egal cu βb ;
- t -grosimea talpii comprimate;
- f_u/f_y -raportul între limita de rupere și limita de curgere (anexa A.I);
- ϵ_u -deformatie specifică a materialului (anexa A.I).

Relatia (4.16) se poate folosi pentru grinzi. In cazul stalpilor rotirea de rupere a talpii comprimate este influentata și de efectul fortei axiale. In acest caz in calculul lungimii zonei plastice se considera ca momentul ultim, M_{uN} , se reduce datorita fortei axiale:

$$l_p = \left(\frac{M_{uN}}{M_{p,N}} - 1 \right) \ell = \left(m_N \frac{\frac{f_u}{f_y} - n_p^2 \frac{f_y}{f_u}}{1 - n_p^2} - 1 \right) \ell \quad (4.17)$$

unde:

$$M_{u,N} = m_N \frac{f_u}{f_y} M_p \left[1 - \left(n_p \frac{f_y}{f_u} \right)^2 \right]$$

$$M_{p,N} = M_p (1 - n_p^2)$$

m_N -coeficient care tine cont de efectul fortei axiale, conform EC-3 (anexa A. VI).

Atunci relatia (4.16) pentru cazul stalpilor devine:

$$\theta_{r,f} = 2 \left(m_N \frac{f_u}{f_y} \frac{1 - n_p^2 \left(\frac{f_y}{f_u} \right)^2}{1 - n_p^2} - 1 \right) \frac{\ell}{t} \varepsilon_u = 2 \left(m_N \frac{f_u}{f_y} \frac{1 - n_p^2 \left(\frac{f_y}{f_u} \right)^2}{1 - n_p^2} - 1 \right) \frac{\ell}{t} \varepsilon_u \quad (4.18)$$

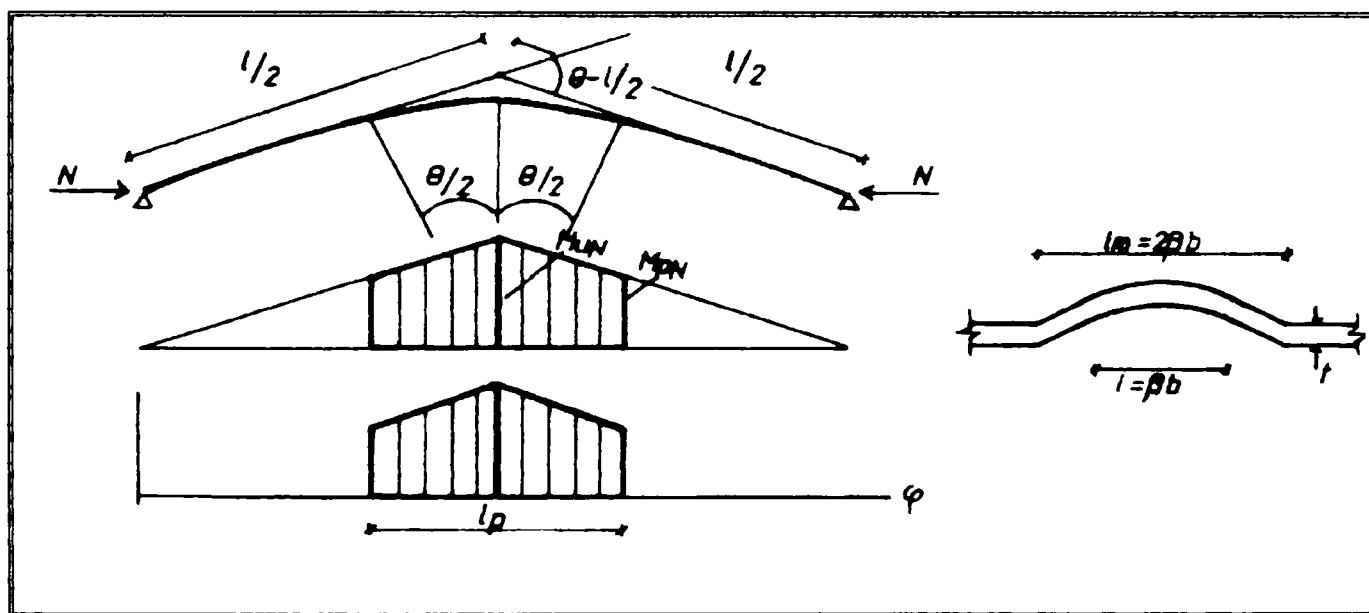


Fig. 4.9 Determinarea rotirii de rupere a talpii comprimata [21]

Fig. 4.9 Determination of fracture rotation of compressed flange [21]

Egaland relatia (4.14) si utilizand relatiile (4.15), (4.16) rezulta rotirea ultima de rupere, $\theta_{u,r}$, din conditia limita ca sa nu apara rupere datorita fisurilor, la talpa comprimata a grinzii:

$$\theta_{crit,f} = \theta_{r,f} \Rightarrow \theta_{u,r} = 1.5\chi \left(\frac{f_u}{f_y} - 1 \right) \left(\frac{\ell}{t} \right)^2 \varepsilon_u^2 \quad (4.19a)$$

Pentru stalpii rezulta:

$$\theta_{u,r} = 1.5\chi \left(m_N \frac{f_u}{f_y} \frac{1 - n_p^2 \left(\frac{f_y}{f_u} \right)^2}{1 - n_p^2} - 1 \right)^2 \left(\frac{\ell}{t} \right)^2 \varepsilon_u^2 \quad (4.19b)$$

Cu ajutorul relatiei (4.19) se poate determina capacitatea de rotire care produce ruperea talpii, R_r , reprezentand limita superioara a capacitatii de rotire ultime:

$$R_r = \frac{\theta_{u,r}}{\theta_p} - 1 \quad (4.20a)$$

$$R_u \leq R_r \quad (4.20b)$$

Verificarea ductilitatii locale al unui element trebuie sa respecte urmatoarele conditii :

$$R_{cap.m} = (r) \frac{R_u}{\gamma_M} \geq R_{nec} \quad (4.21a)$$

$$\theta_{crit.f} \leq \theta_{r.f} \quad (4.21b)$$

Folosirea coeficientului γ_M tine cont de incertitudinile calculului ductilitatii datorita diferitelor factori de influenta, fiind un coeficient global. In anumite situatii trebuie utilizati niste coeficienti de reducere suplimentari, r , pentru a se tine cont de efectul unor factori care afecteaza ductilitatea capabila a elementului, greu de evaluat printr-o metoda exacta.

• **Capacitatea de rotire capabila din incarcari seismice, $R_{cap.s}$ (R_v , R_c):**

Determinarea capacitatii de rotire la incarcari seismice reprezinta un aspect greu de evaluat pentru ca caracteristicile specifice fiecarui tip de cutremur afecteaza in mod diferit deformabilitatea poseistica a elementelor structurale. In general, exista urmatoarele diferentieri privind actiunile seismice:

-Seisme de langa sursa actioneaza cu viteze mari conducand la rupere dupa un ciclu sau cateva cicluri, intr-un mod similar ca in cazul incarcarilor monotone.

-Seisme de distanta intermediara sau la distante mari de la sursa actioneaza in mod ciclic producand acumularea deformatiilor, conducandu-se la rupere dupa 5-20 de cicluri in functie de durata seismului.

Pentru primul caz, **capacitatea de rotire influentata de viteza, R_v** , se poate obtine fie direct tinand seama de aplicarea vitezei pentru calculul rotirilor, fie indirect cu ajutorul capacitatii de rotire capabile obtinuta din incarcari monotone, $R_{cap.m}$, luand in considerare efectul vitezei printr-un coeficient de reducere, r_v :

$$R_v = \frac{\theta_{u,sr}}{\theta_{p,sr}} - 1 \quad (4.22a)$$

$$R_v = r_v R_{cap.m} \quad (4.22b)$$

unde:

R_v -capacitate de rotire influenta de viteza de incarcare;

$\theta_{u,sr}$ -rotirea ultima tinand seama de viteza de incarcare;

$\theta_{p,sr}$ -rotirea plastica tinand seama de viteza de incarcare;

r_v -coeficient de reducere luand in considerare aplicarea vitezei (se va stabili ulterior).

In cazul al doilea, **capacitatea de rotire ciclica, R_c** , se poate obtine tot din incarcari monotone^{21,119} luand in considerare printr-un coeficient, r_c , faptul ca acumularea deformatiilor produce reducerea capacitatii de rotire obtinute din incarcari monotone:

$$R_c = r_c R_{cap.m} \quad (4.23)$$

Verificarea ductilitatii locale capabile, in conditii seismice, al unui element trebuie sa respecte urmatoarea conditie:

$$R_{cap.s} = \begin{cases} R_v = r_v R_{cap.m} \\ R_c = r_c R_{cap.m} \end{cases} \quad (4.24)$$

In figura 4.11 se prezinta schematic calculul capacitatii de rotire. Nu in ultimul rand trebuie subliniat faptul ca relatia (4.14) trebuie sa fie valabila si in cazul incarcarilor seismice, deoarece majoritatea cedarii observate, in conditii reale, provin din aparitia si propagarea fisurilor care ulterior produc ruperi casante.

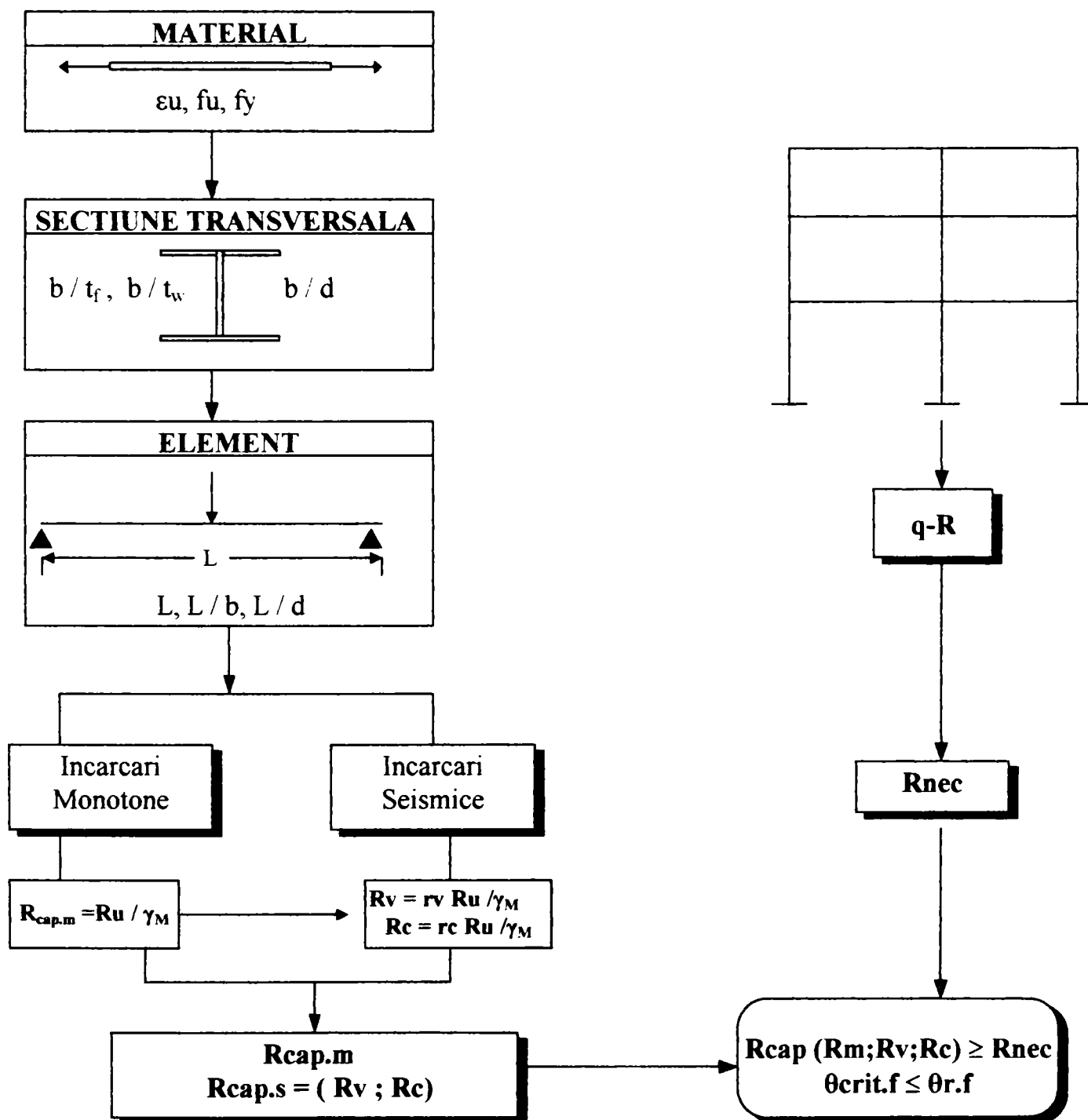


Fig. 4.11 Diagrama schematica de verificare a capacitatii de rotire
Fig. 4.11 Flow chart for checking of rotation capacity

4.4 Studiul rotirii ultime de rupere

Folosand relatia (4.16), pentru cazul grinzilor, si (4.18), pentru cazul stalpilor, se poate studia variatia rotirii de rupere a talpii comprimate profilelor comerciale. Pentru grinzi se studiaza profilele de tip IPE care sunt cel mai des utilizate iar pentru stalpii profilele HEB, HEA.

In diagrama figurii 4.12 se prezinta variatia rotirii, $\theta_{r,f}$, pentru diferitele profile, IPE, in functie de raportul ℓ / t si marca otelului. Luand in considerare forma de voalare a talpii se poate observa ca cresterea raportului ℓ / t conduce la cresterea rotirii de rupere, ceea ce inseamna ca atunci cand lungimea de voalare, ℓ_m este mai mare, $\beta > 1.0$, sau grosimea talpii este mai mica, rotirea de rupere devine mare si prin urmare profilul respectiv are rezerve impotriva ruperii fragile mai mari. In general profilele de tip IPE au $\beta > 1.0$, totusi sunt alcatuite din talpi relativ groase prezentand comportare corespunzatoare din punct de vedere al rezistentei si stabilitatii dar din punct de vedere al deformabilitatii pot ceda prin moduri de rupere fragile (Fig. 3.17 (1)). In ceea ce priveste calitatea otelului, cresterea marcii otelului produce scaderea rotirii de rupere cu 10% pentru marca Fe 430 si cu 35% pentru Fe 510 in comparatie cu marca Fe 360. Prin urmare pentru a proteja grinzi impotriva aparitiei fisurilor, ceea ce conduce la devoltarea incompleta a articulatiilor plastice si prin urmare la disiparea redusa a energiei seismice, se recomanda folosirea profilelor din serie medie, IPE 300-IPE 400, de marci inferioare.

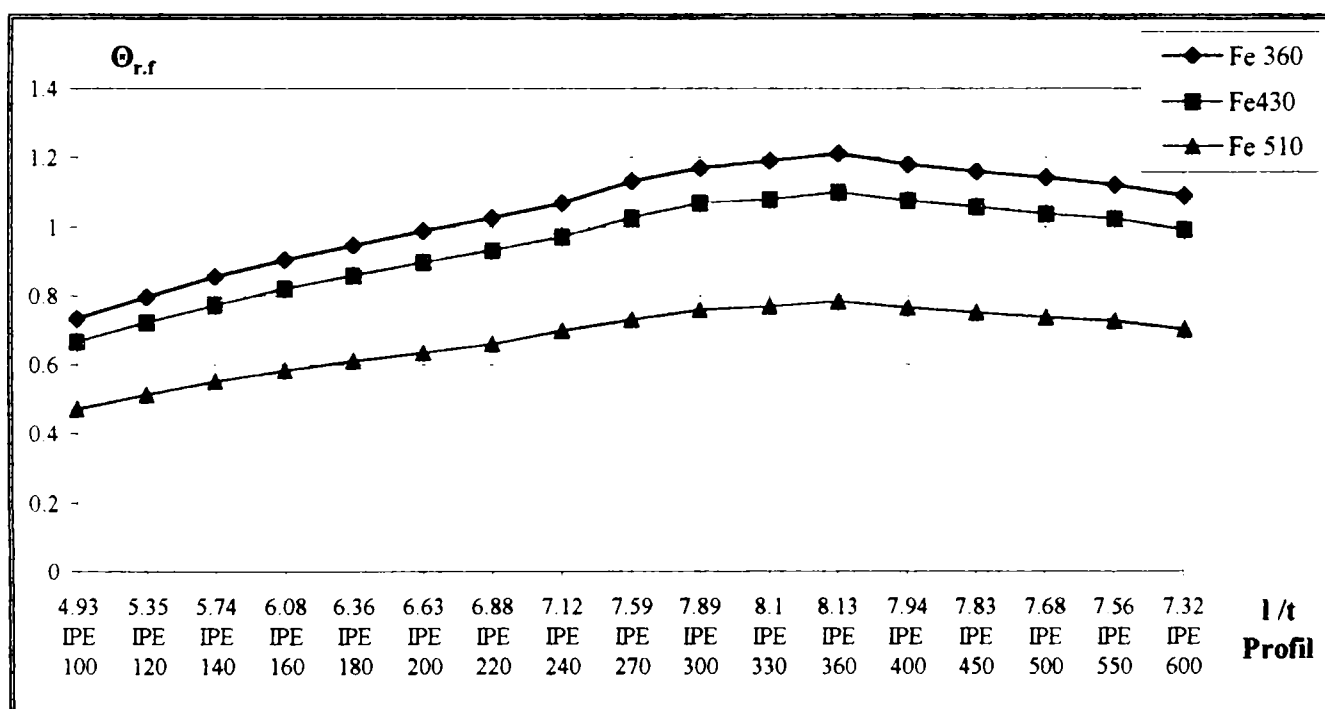
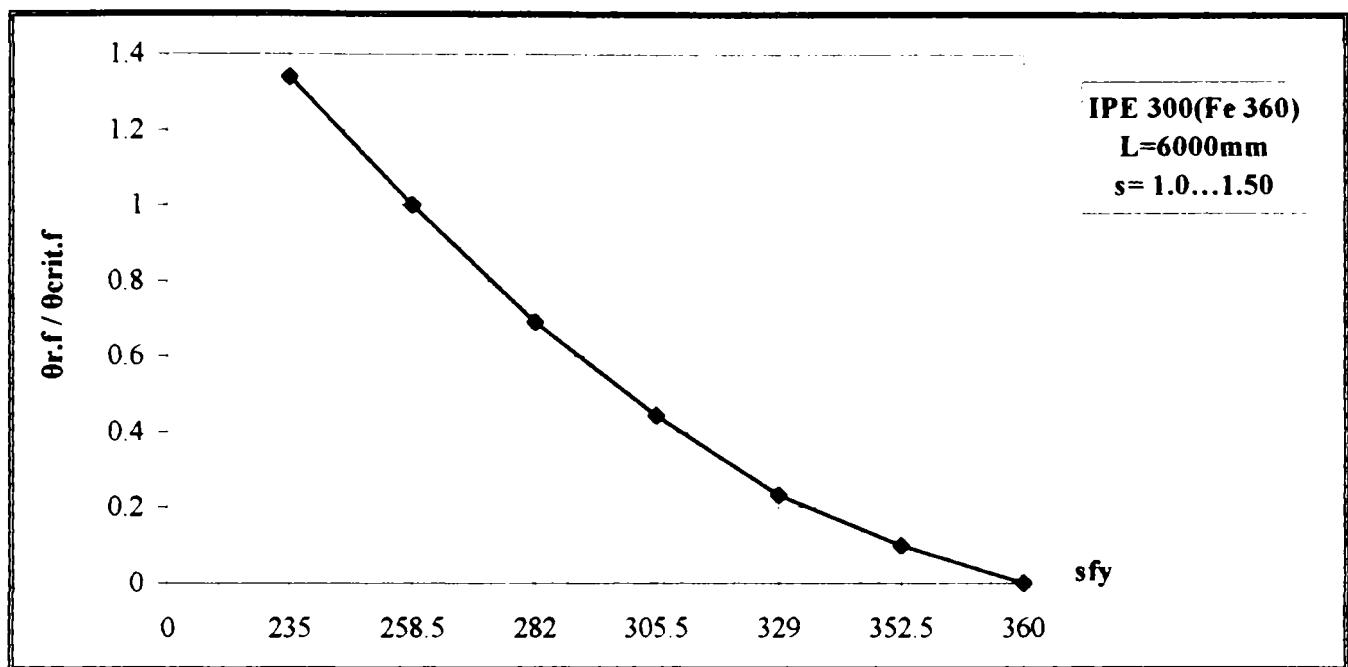


Fig. 4.12 Rotirea de rupere a profilelor IPE utilizate pentru grinzi

Fig. 4.12 Fracture rotation of IPE beams

In figura 4.13 se prezinta modul de influenta in situatia cresterii limitei de curgere, f_y , din diferite cauze (datorita fenomenului ecrusarii, variabilitatii caracteristicilor mecanice, etc.) exprimat prin factorul, s . Se constata ca cresterea cu numai 20% a limitei de curgere in comparatia cu valoarea nominala, considerata in calcule, conduce la scaderea rezervelor de deformabilitate cu 40%, iar in cazuri extreme atunci cand limita de curgere, f_y , se egaleaza cu limita de rupere, f_u , placa nu mai dispune capacitate de deformare, elementul fisurandu-se brusc cu aplicarea incarcarii. Asemenea fenomene pot aparea in cazul seismelor de langa sursa care se aplica cu viteze foarte mari (300-400 cm/sec).



4.13 Influenta cresterii limitei de curgere
 Fig. 4.13 Influence of increasing yield strength

Pentru cazul stalpilor efectul fortei axiale reduce drastic limita rotirii de rupere a talpii, cu 35% pentru nivelul scazut al fortei axiale, $n_p=0.20$, ajungand pana la 70-80% in cazul nivelului ridicat, $n_p=0.40$ (Fig. 4.14). De asemenea si in cazul stalpilor cresterea marcii otelului conduce la scaderea rotirii necesare de rupere (Fig. 4.14).

Comparand profilele HEB si HEA se poate observa ca cele de tip HEA prezinta o comportare superioara din punct de vedere al deformabilitatii avand limite de rupere mai mari cu 60-90% fata de profile de tip HEB; ruperea se produce la $n_p=0.20$ pentru HEB iar pentru HEA la $n_p=0.30$ (Fig. 4.15).

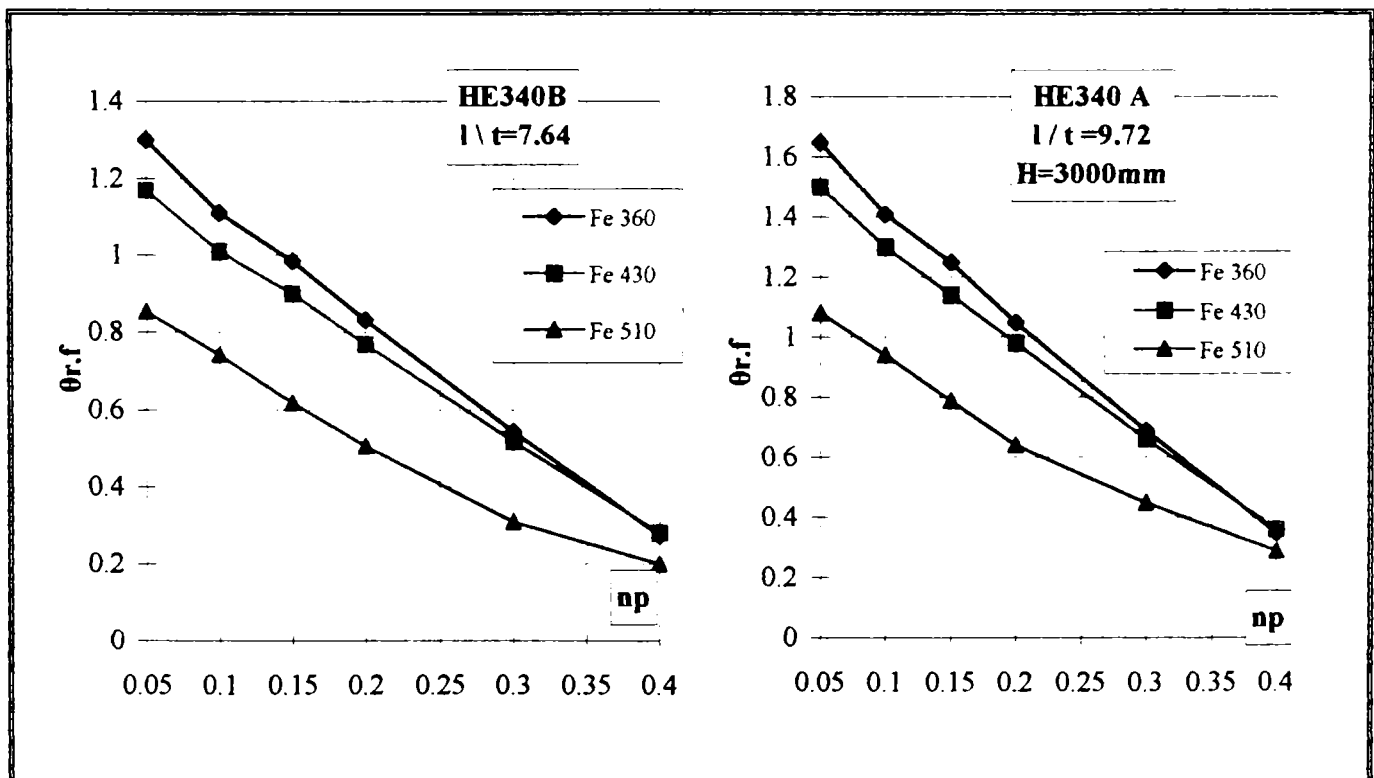


Fig.4.14 Influenta fortei axiale
 Fig.4.14 Influence of axial force

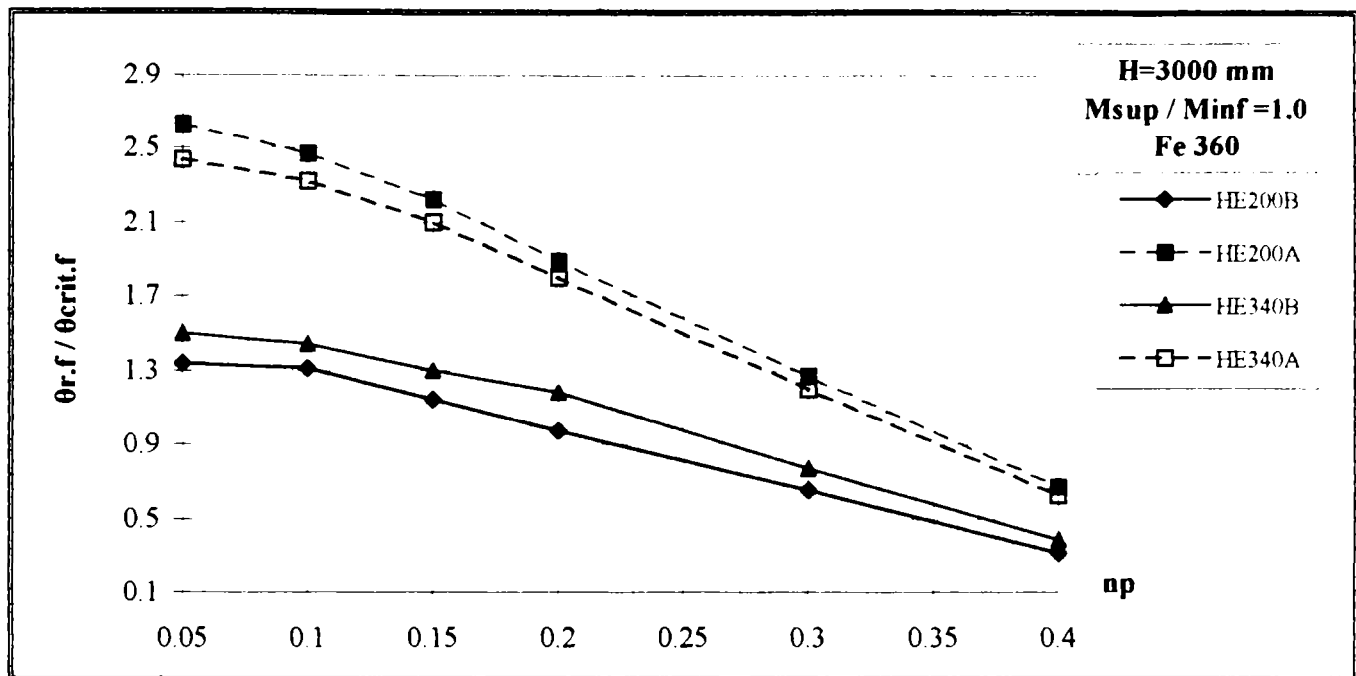


Fig. 4.15 Influenta tipului profilului (HEB, HEA)

Fig. 4.15 Influence of profile type (HEB, HEA)

4.5 Factori ce influenteaza capacitatea de rotire plastica a grinzilor

4.5.1 Influenta deschiderii

Influenta deschiderii elementului se studiaza cu ajutorul grinzii standard de tip SB1, pentru cazul riglei unui cadru, folosand deschiderea standard, L_{sb} (Fig. 4.1a).

Analizand figurile 4.16a, pentru profile mici si medii, si figura 4.16b, pentru profile mari, se observa scaderea capacitatii de rotire capabile cu cresterea deschiderii grinzii. Conform EC-3 toate profilele IPE se considera ca apartin clasei 1 (sectiuni ductile, tabel 4.1), neluandu-se in considerare efectul deschiderii. In acest context, efectul deschiderii poate fi introdus prin definirea unor raporturi, L/d , L/b , pe langa limitele de suplete ale inimii si talpii precum si prin definirea unor limite privind capacitatea de rotire capabila. Asadar, pentru asigurarea ductilitatii locale, clasificarea la nivel de sectiune transversala nu corespunde comportarii reale si este nevoie clasificarea sa se faca la nivel de element. Asemenea concluzii se remarca si in alte lucrari de specialitate^{29,41,50,95}. In tabelul 4.2 sunt prezentate anumite limite ale capacitatii de rotire; se propune folosirea limitelor capacitatii de rotire din (2.9), fiind un rezultat al interactiunii ductilitatii globale-locale. In general sectiunile ductile trebuie sa aiba o capacitate de rotire capabila, $R_{cap.m} = 7.0-8.0$, iar pentru sectiuni semi-compacte $R_{cap.m} = 4.0-5.0$. In literatura de specialitate se mentioneaza ca, pentru conditii de incarcare statica, in cazul cadrelor ductile, trebuie sa se asigure capacitate de rotire $R \geq 3.0$ ⁵³, iar in conditii seismice $R = 7.0-9.0$ (Chopra&Newmark)^{citat in 124}. Avand in vedere figura 4.16 si tabelul 4.2 se pot defini urmatoarele limite, L/b , L/d , pentru profile IPE:

- Ductilitate ridicata (H , clasa 1) $8 \leq L/d \leq 16$; $30 \leq L/b \leq 64$
 - Ductilitate medie (M , clasa 2) $16 < L/d \leq 35$; $64 < L/b \leq 100$
 - Ductilitate redusa (L , clasa 3) $L/d > 35$; $L/b > 100$
- (4.26)

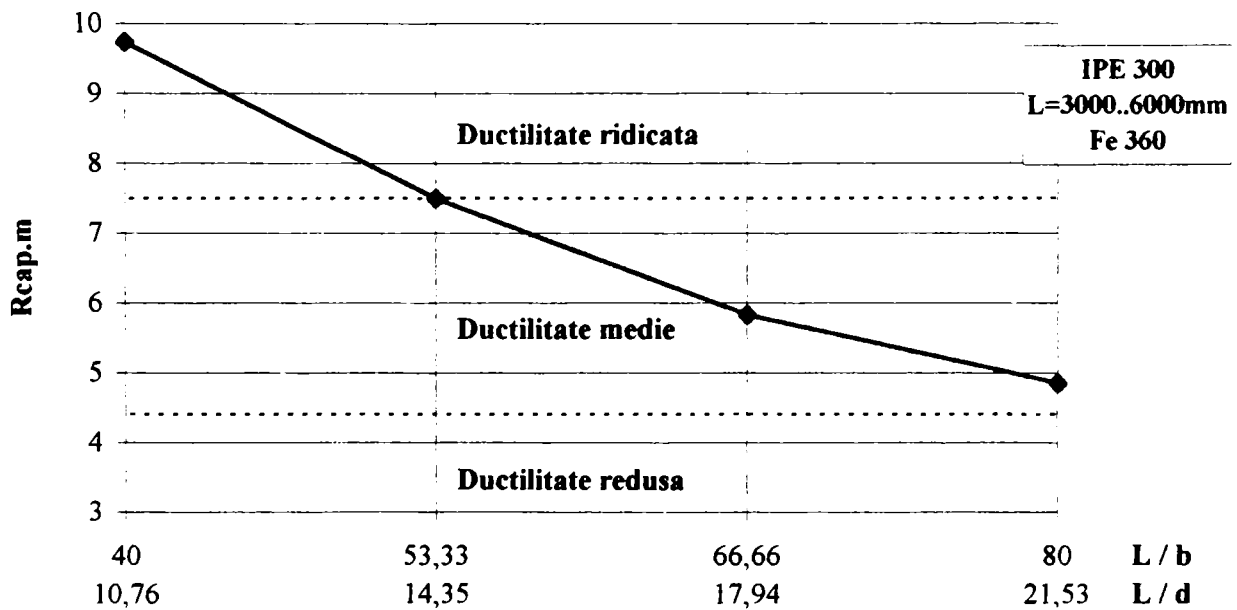
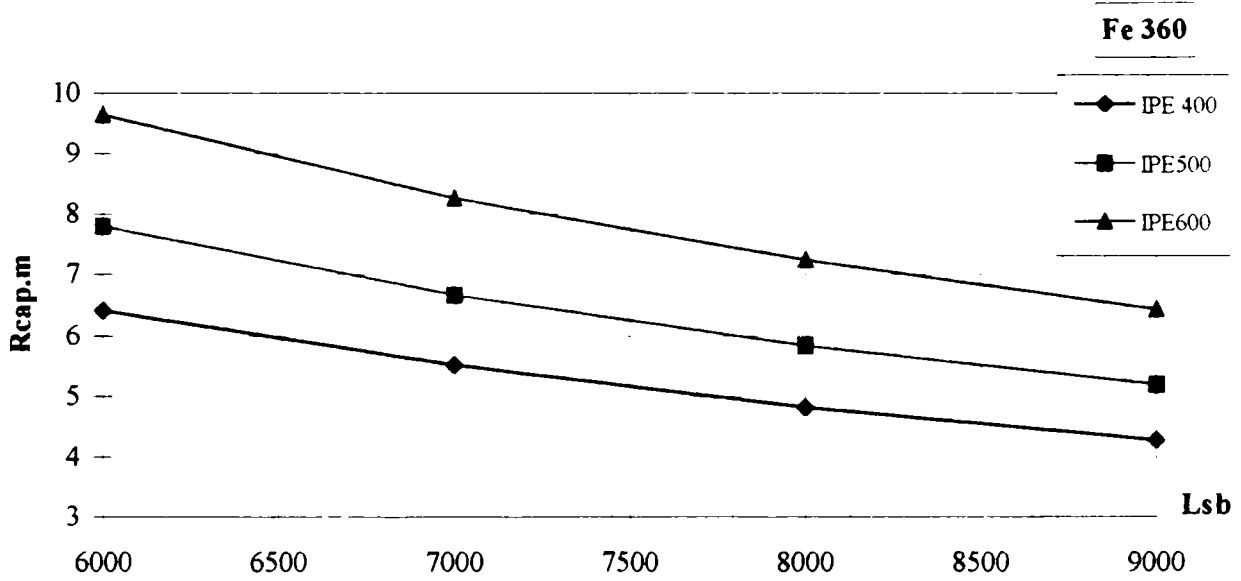
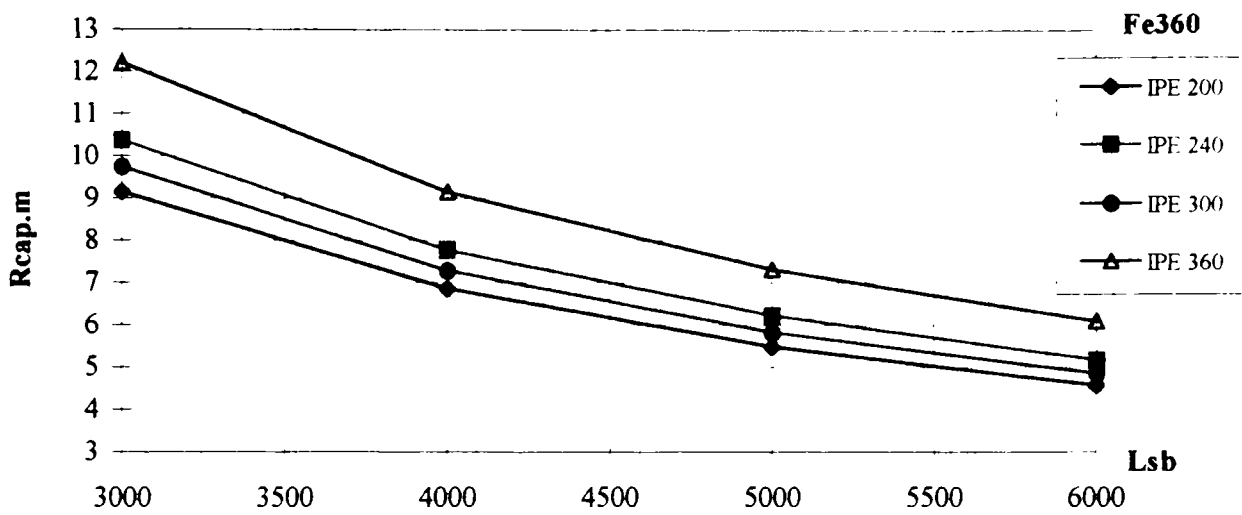


Fig. 4.16 Influenta deschiderii
Fig. 4.16 Influence of beam span

Tabel 4.2 Limite L/b, L/d

Table 4.2 Limits L/b, L/d

Profil	L=3000 (mm)			L=4000 (mm)			L=5000 (mm)			L=6000 (mm)		
	L/b	L/d	R _{cap.m}	L/b	L/d	R _{cap.m}	L/b	L/d	R _{cap.m}	L/b	L/d	R _{cap.m}
IPE 200	60	16,39	9,14	80	21,85	6,85	100	27,32	5,48	120	32,78	4,56
IPE 240	50	13,61	10,36	66,66	18,14	7,77	83,33	22,68	6,22	100	27,22	5,18
IPE 300	40	10,76	9,74	53,33	14,35	7,50	66,66	17,94	5,84	80	21,53	4,87
IPE 360	35,29	8,72	12,2	47,05	11,62	9,14	58,82	14,53	7,32	70,58	17,44	6,10
Profil	L=6000 (mm)			L=7000 (mm)			L=8000 (mm)			L=9000 (mm)		
	L/b	L/d	R _{cap.m}	L/b	L/d	R _{cap.m}	L/b	L/d	R _{cap.m}	L/b	L/d	R _{cap.m}
IPE 400	66,66	16,08	6,42	77,77	18,76	5,51	88,88	21,44	4,82	100	24,12	4,28
IPE 500	60	12,82	7,8	70	14,95	6,66	80	17,09	5,84	90	19,23	5,20
IPE 600	54,54	10,67	9,65	63,63	12,45	8,27	72,72	14,23	7,24	81,81	16,01	6,43

$$*d=h-2t_f$$

Pentru clasificarea elementelor, in practica de proiectare se propune folosirea limitelor (4.26) si (2.9) pentru delimitarea capacitatii de rotire. In tabelurile 7.7, 7.8, 7.9, 7.10 se prezinta variatia capacitatii de rotire in functie de deschiderea elementului pentru profilele comerciale de tip IPE, HEB, HEA. **In concluzie, influenta deschiderii elementului conduce la subevaluarea capacitatii de rotire si prin urmare acest efect trebuie introdus, atat in EC-3 cat si in normele tarilor (Grecia, Romania) care au adaptat aceasta norma.**

4.5.2 Influenta fortelor gravitationale

In cazul cadrelor reale in afara fortelor orizontale actioneaza simultan si fortele gravitationale, provenite din incarcari permanente si utile, afectand modul de deformare a grinzilor prin schimbarea punctului de inflexiune (Fig. 4.6). Influenta fortelor gravitationale se studiaza cu ajutorul grinzii standard de tip SB1, SB2, folosand deschiderea standard, L_{sb} (Fig. 4.1b,c); din figura 4.2, 4.3 se determina deschiderea standard in functie de marimea fortelor gravitationale, M_p/qL^2 .

In figura 4.17 se constata ca, fortele gravitationale reduc esential capacitatea de rotire a grinzilor datorita schimbarii modului de deformare provocand capacitati de rotire diferite, $R_{cap.L}$, $R_{cap.R}$, in functie de locul formarii articulatiilor plastice. In cazul capacitatii de rotire din partea stanga, $R_{cap.L}$, atunci cand una din articulatiile plastice se formeaza inspre mijlocul grinzii (Fig. 4.1c), $M_p/qL^2 < 0.25$, capacitatea de rotire scade treptat pana cand schimbarea pozitiei formarii articulatiilor plastice, $M_p/qL^2 > 0.25$, semnaleaza cresterea acesteia (Fig.4.17). In cea ce priveste partea din dreapta, $R_{cap.R}$, se observa o diminuare succesiva a capacitatii de rotire capabile cu marirea raportului M_p/qL^2 . Dar, situatiile cand una din articulatiile plastice se formeaza inspre mijlocul deschiderii apar rar, numai in cazul cadrelor solicitate predominant gravitacional, la nivelurile superioare ale cadrelor multietajate, dar chiar si in aceste cazuri sunt necesare forte orizontale suplimentare pentru ca dupa formarea primei articulatiei plastice, la moment negativ, sa se formeze si a doua la moment pozitiv.

Efectul fortelor gravitationale introduce doua aspecte foarte importante:

-neuniformitatea deformabilitatii grinzii datorita schimbarii deschiderii de lucru, impusa de diagrama momentului incovoietor, introduce o asimetrie la capacitatea de rotire a articulatiilor plastice;

-sectiunile considerate de clasa 1, in EC-3, se comporta avand capacitatii de rotire reduse in functie de marimea fortelor gravitationale.

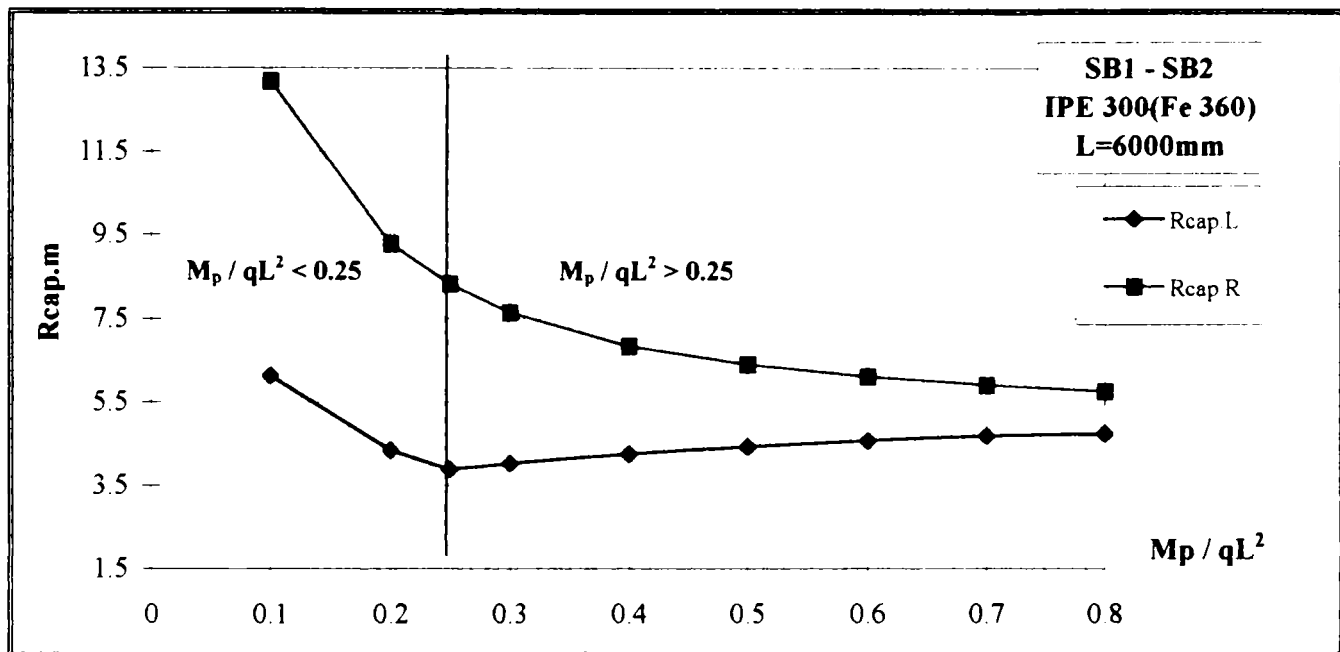


Fig. 4.17 Influenta fortelor gravitationale
 Fig. 4.17 Influence of gravitational loads

Trebuie remarcat faptul ca, in general, influenta fortelor gravitationale asupra capacitatii de rotire nu este luata in considerare nici in normele de calculul structurilor metalice (EC-3, AISC) nici in normele de proiectare antisismica (EC-8, UBC, ECCS) deoarece definitia ductilitatii sau capacitatii de rotire nu este legata direct de schimbarea punctului de inflexiune care apare in procesul real de deformare. Prin urmare rezolvarea problemei va veni prin introducerea unei metodologie utilizand grinzile standard, SB1, SB2 precum si deschiderile standard, L_{sb} .

In figura 4.18 se arata efectul sistemului de incarcare asupra capacitatii de rotire. In cazul cand se tine cont numai de efectul fortelor orizontale, M_s , se observa supraevaluarea capacitatii de rotire a elementului cu 20% in comparatie cu situatia luarii in considerare atat a fortelor gravitationale, $M_p/qL^2=0.30$, cat si a fortelor orizontale (Fig. 4.18a). Evident, supraestimarea va fi cu atat mai mare cu cat fortele gravitationale se maresc. Folosirea coeficientului de siguranta, γ_M , diminueaza partial efectul neluării in considerare a fortelor gravitationale, totusi in situatii cand raportul M_p/qL^2 devine mai mic decat 0.60 este necesara folosirea unui coeficient de reducere suplimentar egal cu, $r_q=0.80$; relatia (4.21) devine:

$$R_{cap.m} = r_q \frac{R_u}{\gamma_M} \quad (4.27)$$

$r_q=1.0$ atunci cand $M_p/qL^2 > 0.60$, iar $r_q=0.80$ atunci cand $M_p/qL^2 < 0.60$

In general se recomanda folosirea coeficientului r_q , in cazul structurilor predominant solicitate la incarcari gravitationale cum sunt halele de depozitare multietajate, structuri multietajate cu un numar mic de niveluri avand deschideri mari, etc. Privand problema deformabilitatii

diferite, $R_{cap,L}$, $R_{cap,R}$, se recomand folosirea limitei inferioare a capacitatii de rotire datorita schimbarii semnului tensiunilor in zona formarii a articulatiilor plastice. Deasemenea, se poate observa in figura 4.18b ca, prin utilizarea lui γ_M se poate calibra neajunsul descrierii comportarii la moment pozitiv a grinzii SB1, putand fi folosita in exclusivitate pentru calculul capacitatii de rotire a grinzilor cadrului (fig. 4.18c).

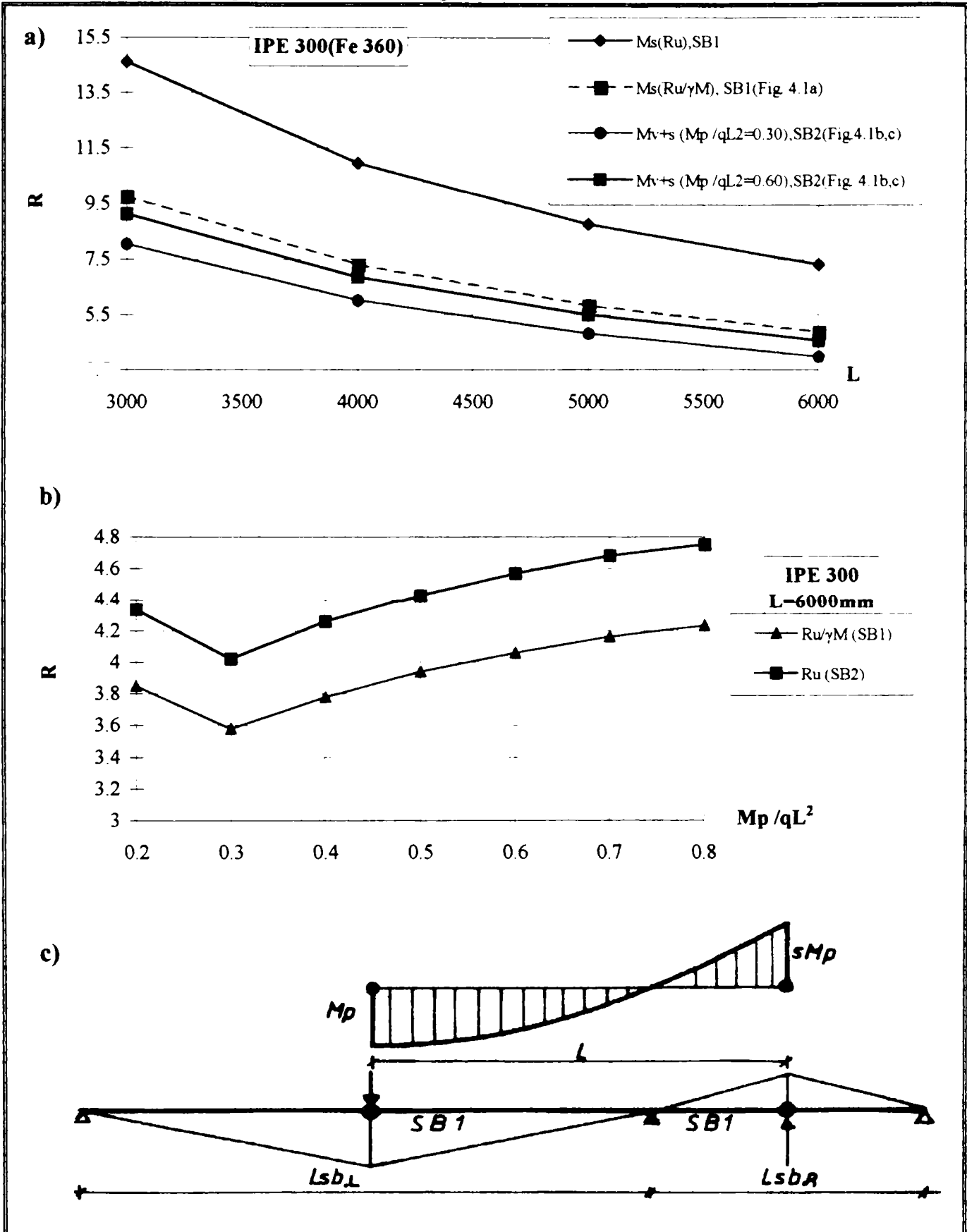


Fig. 4.18 Influenta sistemului de incarcare
Fig.4.18 Influence of loading system

4.5.3 Influenta calitatii otelului

Calitatea otelului definita atat prin proprietatile mecanice-chimice cat si prin modul de fabricare al profilelor laminate, caracterizeaza modul de cedare al unui element sau in general al intregii structurii. Evaluarea acestei influente reprezinta o problema deosebit de dificila datorita parametrilor de natura diferita care intervin (factori metalurgici, mecanici, de productie, etc), totodata fiind deosebit de importanta pentru ca introduce efectul ductilitatii materialului in calculul capacitatii de rotire. Diminuarea ductilitatii materialului conduce la subestimarea tuturor nivelurilor de ductilitate (sectiune-element-imbinare-cadru). In acest paragraf se pune, strict, problema marcii otelului, iar aspectele legate de variabilitatea proprietatilor mecanice se detaliaza in paragraful urmator.

In figura 4.19 se prezinta efectul marcii otelului asupra capacitatii de deformare. Se constata ca, marcele inferioare, Fe 360, Fe 430, permit obtinerea unor capacitati de rotire medii sau ridicate in comparatie cu marcele superioare, Fe 510 (Fig. 4.19a). In ultimul timp pe plan mondial exista tendinta de a utiliza oteluri cu calitati superioare sudabile avand rezistente ridicate; in tabelul 4.2 se prezinta oteluri de acest tip produse atat in Europa cat si in alte tari ale lumii, incercate de diferiti autori^{124,125}.

Tabel 4.3 Caracteristicile mecanice otelurilor de rezistenta ridicata

Table 4.3 Mechanical properties of high strength steels

Marca	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)	f_y / f_u
S 460N ^{EN10113}	460	550	0,836
S420N ^{EN10113}	420	520	0,807
HSL-80 ¹²⁴	600	675	0,888
HT-590 ¹²⁵	504,8	611,40	0,825
HT-780 ¹²⁵	760,3	837,9	0,907
SNCM 630 ¹²⁵	1030,3	1265,3	0,814

In figura 4.19b se arata reducerea drastica a capacitatii de rotire a elementelor executate din oteluri cu rezistente ridicate, inasa aceste elemente prezinta rotiri elastice, la nivel de moment plastic, foarte mari in comparatie cu elementele executate din marci inferioare (Fig. 4.19c). In general grinzile executate din otelurile cu rezistente ridicate au capacitati de rotire reduse, $R=2.0 \dots 4.0$. Asemena concluzii se remarca si in alte lucrari experimentale^{124,127}.

Parametrul care descrie cel mai corect rezerva de deformare postelastica a unui element structural este dat prin raportul de curgere, f_y/f_u . In figura 4.20 se prezinta variatia lui f_y/f_u , pentru otelurile folosite in Europa, indicandu-se ca marirea raportului conduce la scaderea capacitatii de rotire. Totodata se poate observa importanta diferentei valorice intre limita de curgere si limita de rupere (cazul Fe 430). Pentru proiectarea se recomanda alegerea unor oteluri cu $f_y/f_u = 0.60-0.75$ pentru obtinerea unor capacitati de rotire adecvate pentru asigurarea ductilitatii locale ale grinzilor.

In concluzie, se propune utilizarea otelurilor de marca Fe 360, Fe 430 in cazul structurilor seismo-rezistente, iar folosirea otelurilor de marca superioara, Fe 510, sau cu rezistente ridicate atunci cand structura este proiectata sa ramina in stadiul elastic, in timpul cutremurelor severe. Pentru cazul structurilor cu deschideri mari sollicitate la incarcari gravitationale mari, amplasate in zone seismice, a caror cerintele de rezistenta sunt ridicate, se propune hibridizarea cadrului, adaca executarea grinzilor din otelurile de marci inferioare, Fe

360, ele fiind elementele disipative, iar stalpii din otelurile de rezistenta ridicata. Totusi aceasta problema trebuie privita global tinand seama de modul de rezolvare a imbinarilor (tehnologie de executie a sudurilor) precum si comportarea intregii structurii.

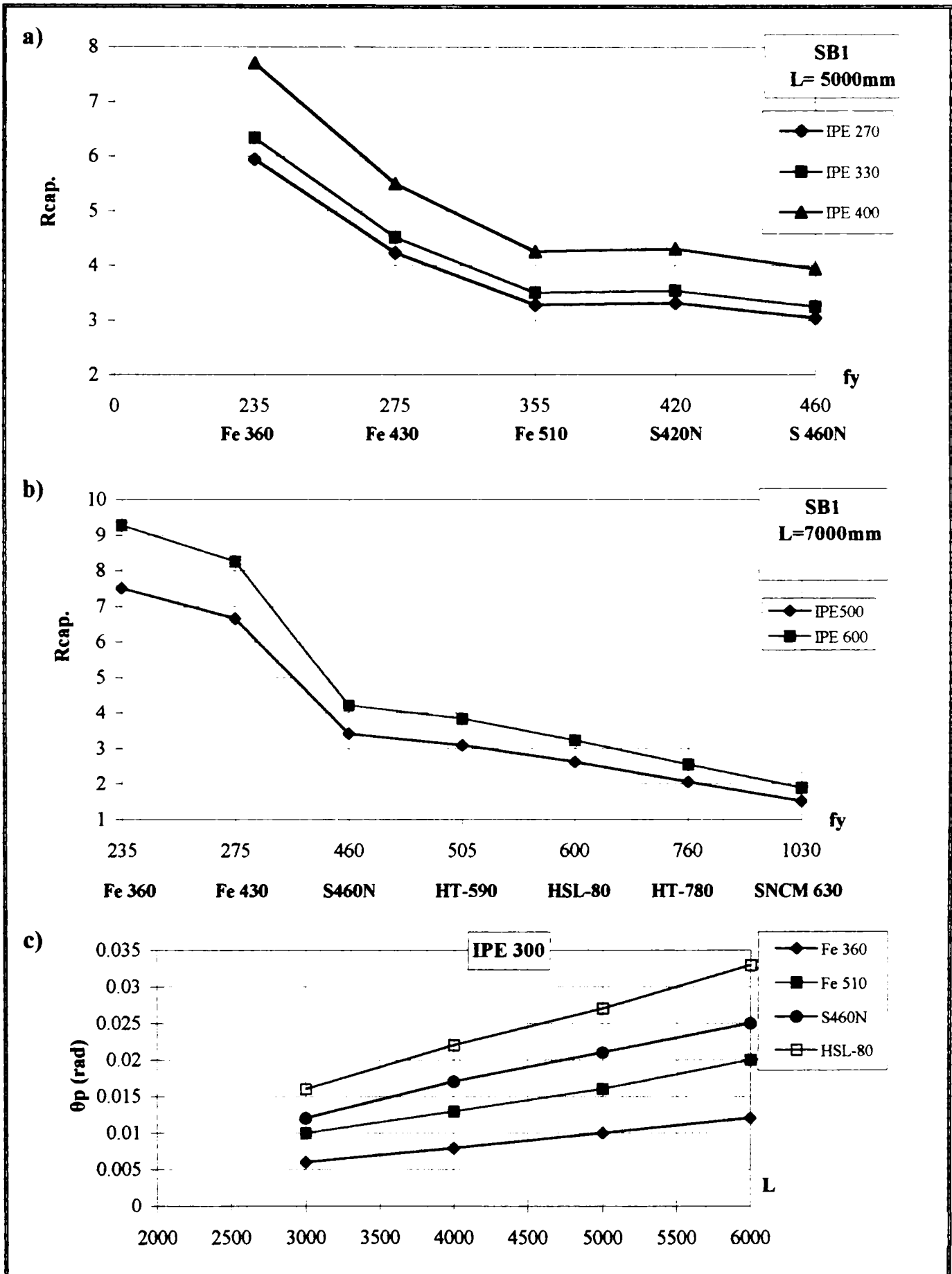


Fig. 4.19 Influenta marcii otelului
Fig. 4.19 Influence of steel grade

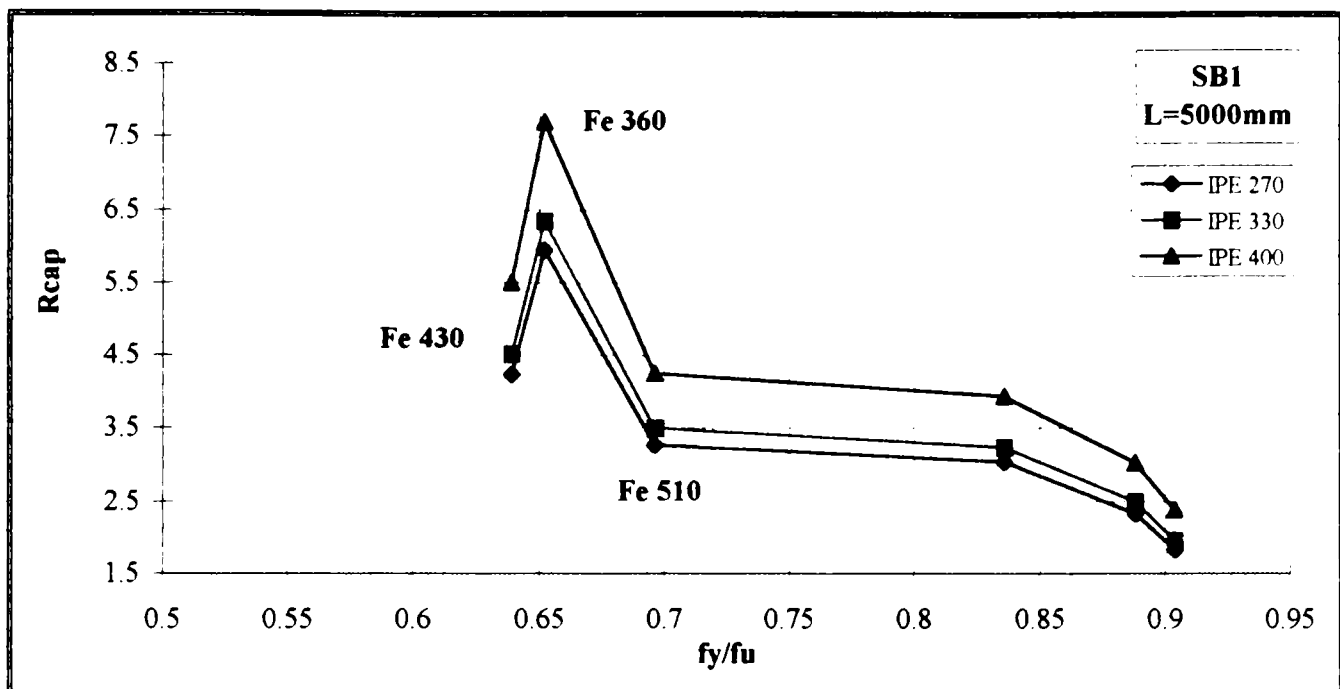


Fig. 4.20 Influenta raportului f_y / f_u
 Fig. 4.20 Influence of yield ratio

4.5.4 Influenta variatiei caracteristicilor mecanice

Variatia caracteristicilor mecanice pot proveni din doua cauze de natura diferita, fie datorita variabilitatii proprietatilor mecanice, fie datorita faptului ca proprietatile mecanice si in special limita de curgere, sunt influentate de conditiile de incarcare. In acest paragraf se va discuta numai primul aspect, iar in paragrafele 4.7, 4.8 se va detalia al doilea aspect.

Se cunoaste ca determinarea atat a limitei de curgere cat si a limitei de rupere se evalueaza pe cale statistica. In literatura de specialitate sunt cunoscute asemenea analize⁷⁴ in sa prelucrarea statistica elaborata in Universitatea din Napoli⁴⁷ intr-o activitate de certificare a calitatii otelului, probele fiind preluate din elementele de structuri metalice, se considera cea mai completa (anexa A.II.1-3). Luand in considerare aceste limite care tin cont de grosimea placilor componente a sectiunii transversale, se determina limitele f_y , f_u a unor profile laminate de tip IPE (Tabel 4.4a). De asemenea se foloseste lucrarea lui Cecconi et.al¹²⁶ (in cadrul careia sunt analizate profile laminate, 4902 de date, pentru St 275 si 5113 pentru St 355) pentru determinarea limitei f_y in functie de grosimea placii (Tabel 4.4b). Diferentele intre cele 2 colectii de date sunt mici de ordinul 1-3%, ceea ce indica corectitudinea rezultatelor. Din analiza datelor se remarca faptul ca, marcile inferioare, Fe 360, sunt influentate mai mult de variabilitatea limitei de curgere fata de valoarea nominala (14-28%), iar marcile superioare, Fe 510, arata valori relativ mai mici, (8-18%).

In figura 4.21 este de observat ca variatia limitei de curgere produce subevaluarea capacitatii de rotire intre 14-20% in functie de marca otelului, marcile inferioare fiind mai sensibile. Totusi aceasta reducere poate fi mai mare depinzand de mai multi factori cum sunt deschiderea elementului, efectul incarcarilor gravitationale, fenomenul ecrusarii, etc, estimarea exacta fiind greu de determinat. Din alt punct de vedere, se observa ca in general, inimile profilelor dezvolta limite de curgere mai mari fata de talpi fapt care explica voalarea completa a talpii, iar in inima, cateodata, se formeaza mecanisme plastice incomplete.

Din analiza normele europene EC-3, EC-8, se constata urmatoarele:

-In EC-3²⁷ nu este prescris un interval in care sa fie definita limita de curgere superioara, fy_{max}, si limita inferioara, fy_{min}, iar in anexa C a Eurocodului 3 nu sunt date, suficiente si clare, asupra variatiei limitei de curgere.

-In EC-8²⁶, §3.7, sunt date specificatii atat calitative cat si cantitative (Tabel 3.1) totusi intr-un mod mai general, limita superioara fiind nespecificata.

Tabel 4.4a Determinarea caracteristicilor mecanice profilelor IPE [42] (Anexa A.II)

Tabel 4.4a Determination of mechanical properties from [42] (Annex A.II)

Profil	Fe 360				Fe 430				Fe 510			
	fyf	fuf	fyw	fuw	fyf	fuf	fyw	fuw	fyf	fuf	fyw	fuw
IPE 200	294,2	432,4	300,7	436,1	315,5	472,9	318,2	473,1	418,8	550,8	427,5	559,8
IPE 270	290,4	432,9	298,5	431,9	314,0	472,9	317,3	473,0	413,7	553,5	424,5	558,4
IPE 300	289,3	433,0	297,4	432,0	313,6	472,8	316,8	473,0	412,2	552,8	423,0	557,7
IPE 360	284,7	433,5	295,3	432,3	311,7	472,7	316,0	472,9	406,2	550,1	420,3	556,4
IPE 400	282,9	433,7	294,0	432,5	311,0	472,7	315,5	472,9	403,8	549,4	418,5	555,6
IPE 600	270,6	435,2	286,3	427,1	306,1	472,5	312,4	472,8	387,5	541,6	408,4	551,1

Tabel 4.4b Determinarea caracteristicilor mecanice profilelor IPE [126]

Tabel 4.4b Determination of mechanical properties from [126]

Profil	St 275		St 355	
	fyf	fyw	fyf	fyw
IPE 200	302,71	303,70	384,39	389,97
IPE 270	311,91	311,67	401,74	387,72
IPE 300	311,05	309,31	400,74	386,84
IPE 360	307,61	305,07	396,85	385,27
IPE 400	306,24	302,24	395,29	394,22
IPE 600	296,78	308,82	384,57	398,21

** fy, fu (N/mm²)

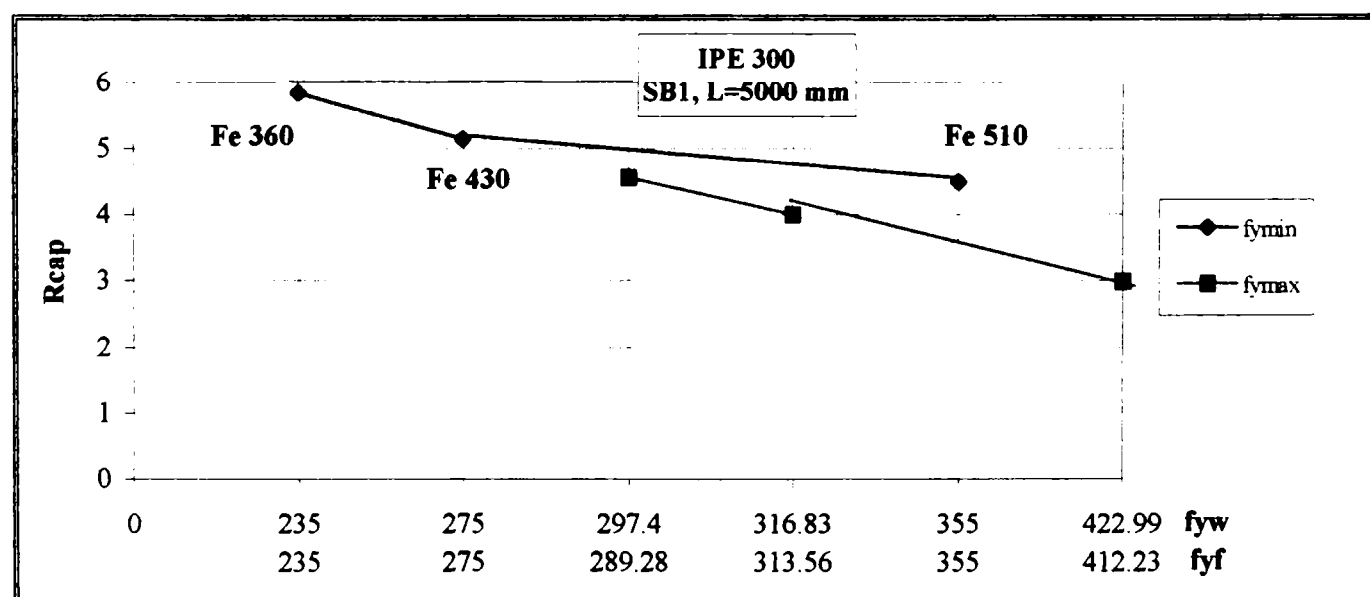


Fig.4.21 Influenta variabilitatii limitei de curgere
Fig. 4.21 Influence of yielding strength variability

In tablele 4.4a, 4.4b se observa ca profilele laminate, in functie de marca otelului si grosimea placilor componente, nu respecta conditia impusa de EC-8 (Tab.3.1) depasand cu 15-25% valoarea nominala folosita in calculul, justificandu-se in acest fel conditia severa din EC-8. Realizarea unor structuri la care coeficientul de degradare sa fie acelasi in toate elementele unei structuri impune asigurarea calitatii prin definirea unor noi metodologii de asigurare a productiei laminatelor, dezvoltandu-se insigne noi de calitate, CE, care vor sta la baza pentru colectarea unor date cat mai uniforme pentru rezolvarea acestor probleme de natura probabilistica.

In vederea stabilirii unei metodologii de calculul si de verificare a ductilitatii este absolut necesar sa fie definita limita superioara de curgere. Luand in considerare diferitele nivele de ductilitate, in functie de factorul de comportare, q , adoptat precum si limitele capacitatii de rotire se propun urmatoarele limite pentru profilele laminate (Tab.4.5); cresterea cerintelor de ductilitate conduce la marirea limitelor adoptate.

Tabel 4.5 Limita de curgere superioara pentru profile IPE

Table 4.5 Limits for upper yielding strength in case of IPE

q / R	IPE f _y max (N/mm ²)		
	Fe 360	Fe 430	Fe 510
q > 4.0 R ≥ 7.50	320	350	465
2 < q ≤ 4.0 4.5 < R < 7.50	300	320	420
q ≤ 2.0 1.50 < R < 4.0	265	305	385

Asadar, cu aceste valori trebuie sa se calculeze capacitatea de rotire capabila, R_{cap} , precum si rotirea de rupere, $\theta_{r,f}$, pentru impiedicarea aparitiei fisurilor. Atunci cand nu se lucreaza cu limita superioara, pentru asigurarea conditiilor de dezvoltare a ductilitatii locale intr-un mod securitar este absolut necesara folosirea coeficientului de siguranta, γ_M , pentru calibrarea efectului variabilitatii limitei de curgere (Fig. 4.22).

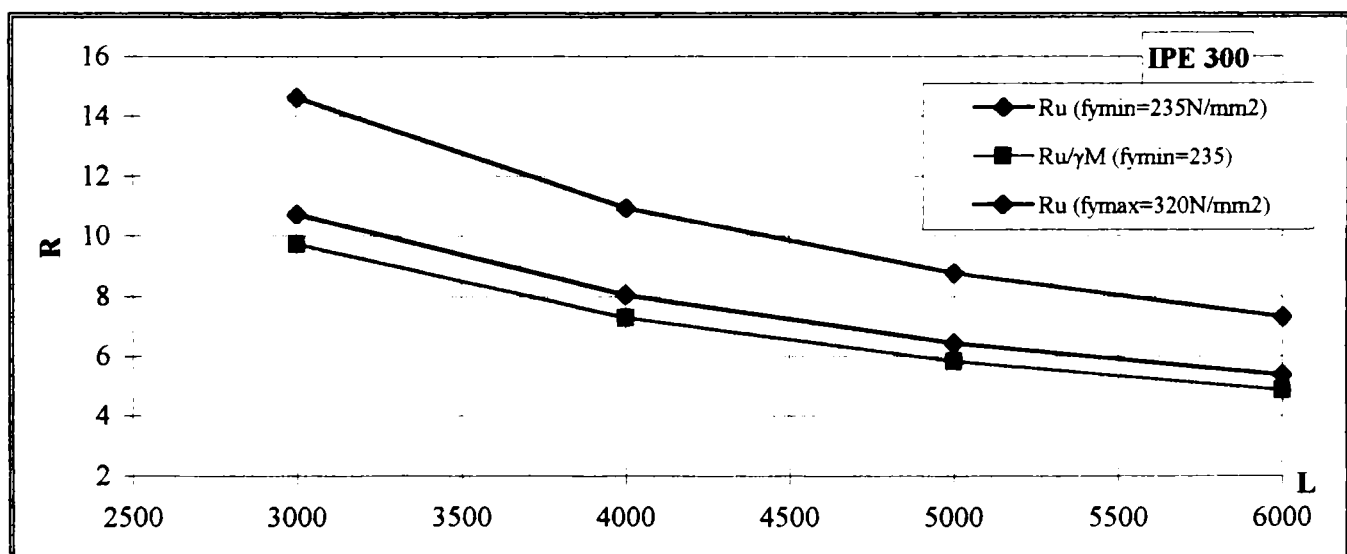


Fig. 4.22 Influenta limitei superioare de curgere
Fig. 4.22 Influence of upper yield limit

Influenta grosimii talpii grinzii in cadrul conceptului stalp puternic-grinda slaba poate conduce la formarea articulatiilor plastice in stalpii deoarece sectiunile grinzilor (IPE) sunt mai subtiri in comparatie cu sectiunile stalpilor (HEB-HEA). Pentru inlaturarea acestor fenomene se propune fie **hibridizarea structurii** folosind rigle de marca inferioara fata de stalp, in acest fel creind conditii de dezvoltare a articulatiilor la capetele grinzilor, fie **metode de dirijare a articulatiilor plastice** in locuri predeterminate in prealabil (ex. elemente cu sectiune redusa, dogbone concept).

4.5.5 Influenta nedeveloparii complete a mecanismului inimii

Din observatiile experimentale se evidentiaza ca inima uneori nu formeaza complet mecanismul plastic de cedare, o parte a inimii ramane in stadiul elastic (Fig. 4.23a). Una din cauze care poate produce acest lucru este atunci cand limita de curgere a inimii, f_{yw} , este mai mare in comparatie cu limita de curgere a talpii, f_{yf} . In tabelul 4.4 se arata ca f_{yw} este cu 3-5% mai mare decat f_{yf} . Totusi aceasta crestere nu este foarte semnificativa dar avand in vedere dificultatile determinarii exacte a proprietatilor mecanice si influenta grosimii, se pot ivi cazuri in care capacitatea de rotire se reduce datorita nedeveloparii complete a mecanismului plastic al inimii. Asemenea cazuri se pot produce in cazul incarcarilor ciclice cand schimbarea semnului tensiunilor se face relativ repede nepermitand dezvoltarea completa a mecanismului inimii (Fig. 4.23b).

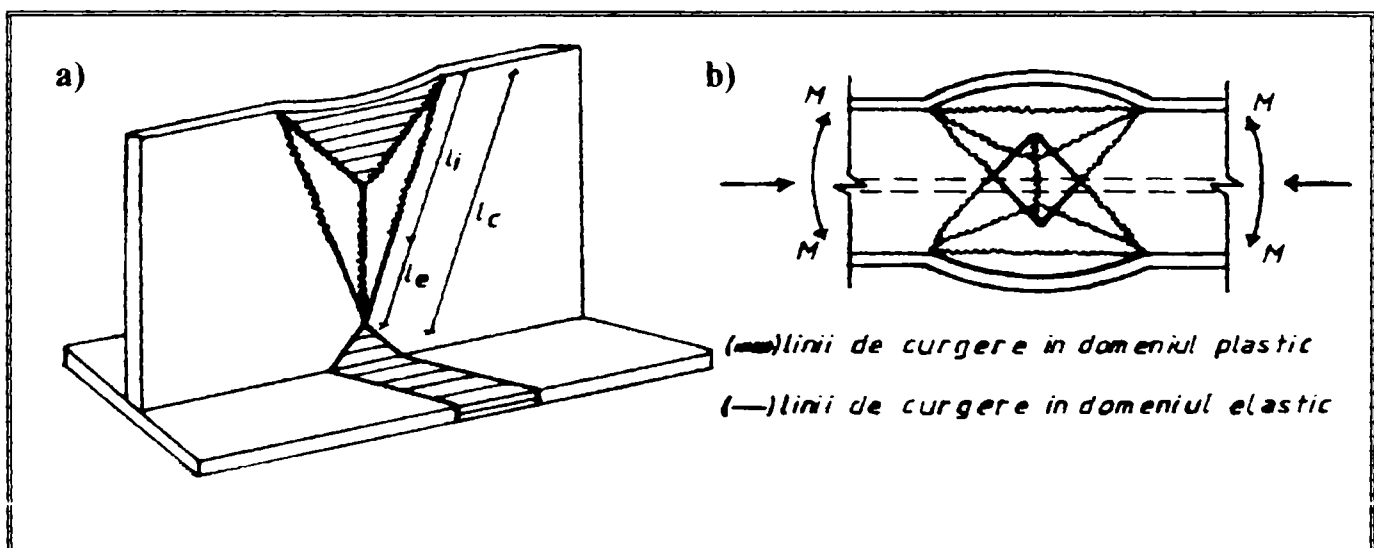


Fig. 4.23 Fenomenul nedeveloparii complete a mecanismului inimii

Fig.4.23 In complete development of web plastic mechanism

Dupa cum se poate observa in figura 4.24a efectul dezvoltarii incomplete a mecanismului inimii conduce la reducerea succesiva a capacitatii de rotire, in functie de lungimea liniei de curgere ramasa in stadiul elastic, l_e , depinzand de raportul l_i/l_c . In cazuri extreme pentru $l_i/l_c=0.20$, dezvoltarea liniilor numai cu 20% din lungimea completa, l_c , se remarca o reducere cu 85% a capacitatii de rotire in comparatia cu dezvoltarea completa a mecanismului plastic. Evident contributia inimii pentru dezvoltarea unor capacitati de rotire ridicate este esentiala.

In realitate masurarea lungimii liniilor de curgere ramase in stadiul elastic este imposibila. Pentru quantificarea acestui parametru coeficientul de siguranta, γ_M , acopera situatiile normale, in sa cand se considera situatii speciale, $l_i/l_c < 0.80$, se recomanda reducerea capacitatii de rotire cu cca 15-50% in functie de severitatea fenomenului de lungimea deschiderii precum si nivelul cerintelor de ductilitate admise (Fig. 4.24b). Prin urmare relatia generala pentru calculul capacitatii de rotire se poate scrie:

$$R_{cap.m} = r_w \frac{R_u}{\gamma_M} \quad (4.28)$$

$r_w = 1.0$ cand $l_i / l_c > 0.80$.

$r_w = 0.75-0.50$ cand $l_i / l_c < 0.80$, functie conditiile de incarcare si deschiderea elementului.

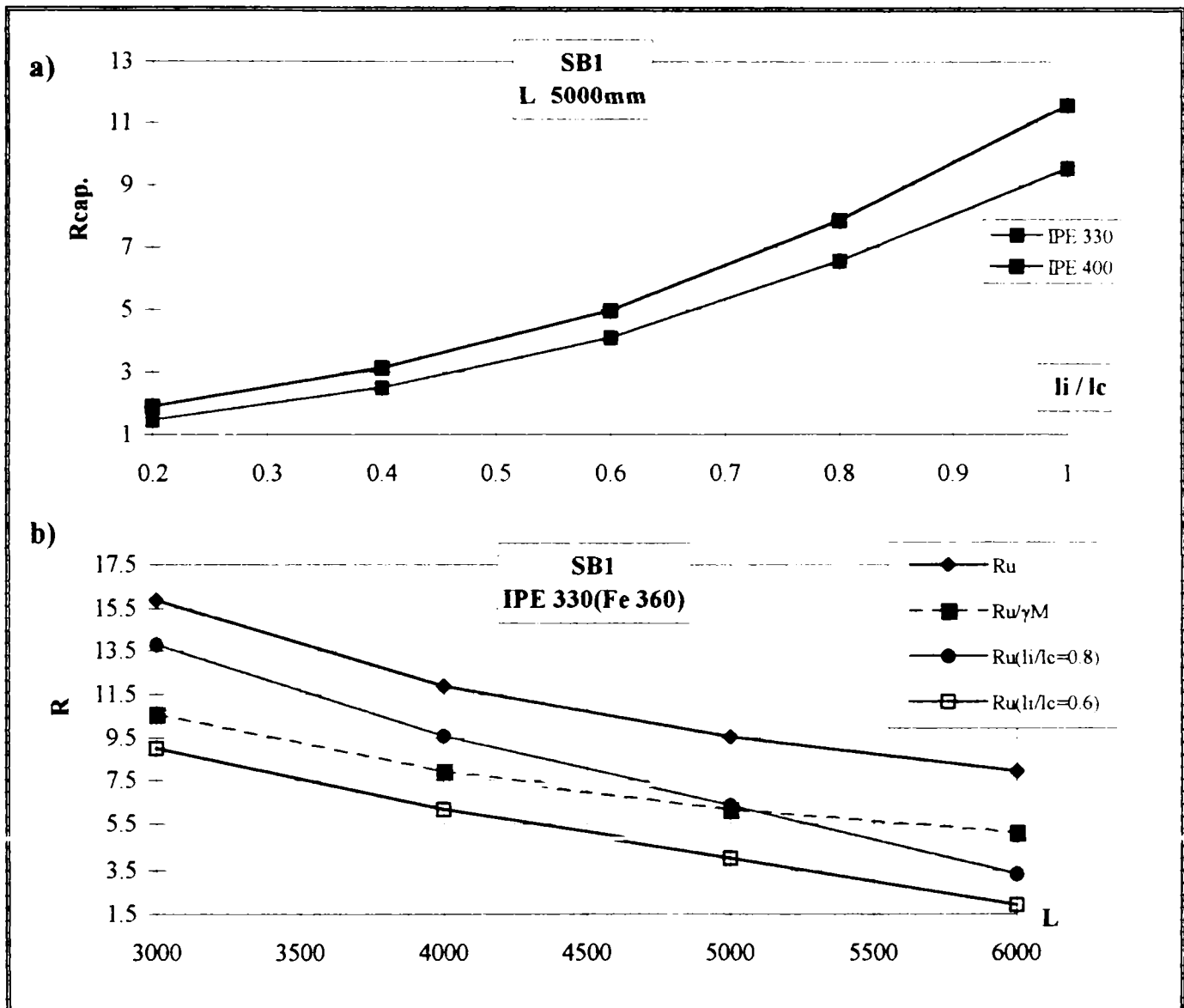


Fig. 4.24 Influenta nedezvoltarii complete a mecanismului inimii
Fig. 4.24 Influence of in complete web plastic mechanism on rotation capacity

4.6 Factori ce influenteaza capacitatea de rotire a stalpilor

4.6.1 Influenta fortei axiale

In general, elementele verticale au o capacitate de deformare inelastica mai mica in comparatie cu elementele orizontale datorita naturii solicitarii (interactiune M-N-V). In figura 4.25 se prezinta, pentru profile de tip HEB,HEA, efectul fortei axiale asupra capacitatii de rotire. Prezenta fortei axiale influenteaza drastic capacitatea de rotire in domeniul $n_p < 0.10$ datorita interactiunii M-N (anexa A. VI) dupa care urmeaza stabilizarea comportarii inelastice, deoarece se considera ca diminuarea momentului plastic datorita prezentei efortului axial se reduce datorita ecrisarii²⁷. Din alt punct de vedere, profilele clasificate dupa EC-3 in clasa 1 se comporta avand capacitatii de rotire reduse, cea ce justifica propunerea schimbarii modului de clasificare a sectiunilor trecand la o incadrare dupa nivelul ductilitatii a elementului. De asemenea, profilele de tip HEB prezinta capacitati de rotire cu cca 50 % mai mari in

comparatie cu HEA datorita limitelor de suplete mai mici, inasa prezentand pericolul de fisurare mai mare. Luand in considerare figura 4.25 se pune problema limitarii fortei axiale. Avand in vedere conceptul stalp puternic-grinda slaba, tinand cont ca stalpul trebuie sa ramina in stadiul elastic, precum si cresterea momentelor de dimensionare in nod, se considera ca limitarea efortului axial ar conduce la supradimensionarea exagerata a stalpilor. Acest aspect este evidentiat in EC-8 (§3.5.4.3, pentru stalpii), iar pentru grinzi se propune limitarea efortului axial (§3.5.4.2) avand in vedere modul disipativ de lucru al ei.

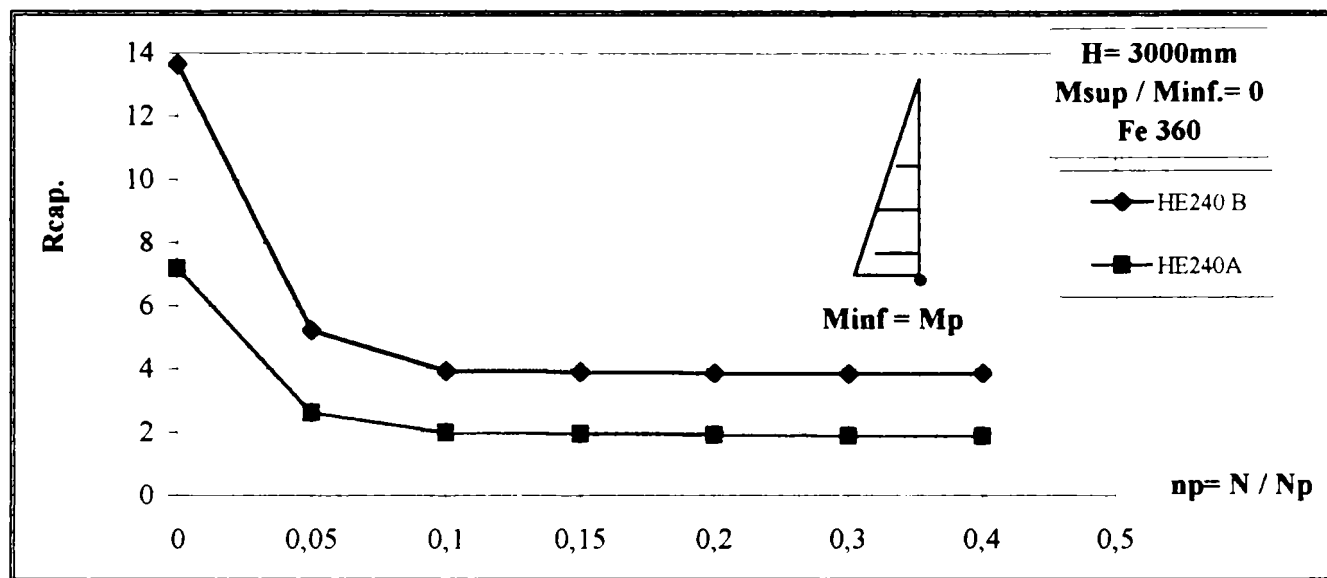


Fig.4.25 Influenta fortei axiale
Fig.4.25 Influence of axial force

Totusi, pentru cazul stalpilor care apartin unor structuri de rezistenta foarte ductile, $q > 5.0$, se considera necesara limitarea efortului axial. In acest caz este foarte important modul de lucru a stalpului. Din figura 4.26 se poate observa ca in cazul momentelor de semne contrare la capatele stalpului, $M_{sup}/M_{inf} = -1.0 \dots -0.25$, se obtine cresterea capacitati de rotire in domeniul $n_p = 0.20 \dots 0.40$. Pe de alta parte neexistenta punctului de inflexiune conduce la reducerea progresiva a rotirii, $n_p = 0.15 \dots 0.40$. Pentru a putea limita efortul axial se studiaza raportul R_{cap}/R_r care ne informeaza asupra limitei la care pot aparea fisuri la talpa comprimata a stalpului (Fig.4.27). Prin urmare pentru asigurarea cerintelor ridicate de ductilitate locala-globala, in conditii de siguranta, se propune limitarea efortului axial la $n_p \leq 0.25$.

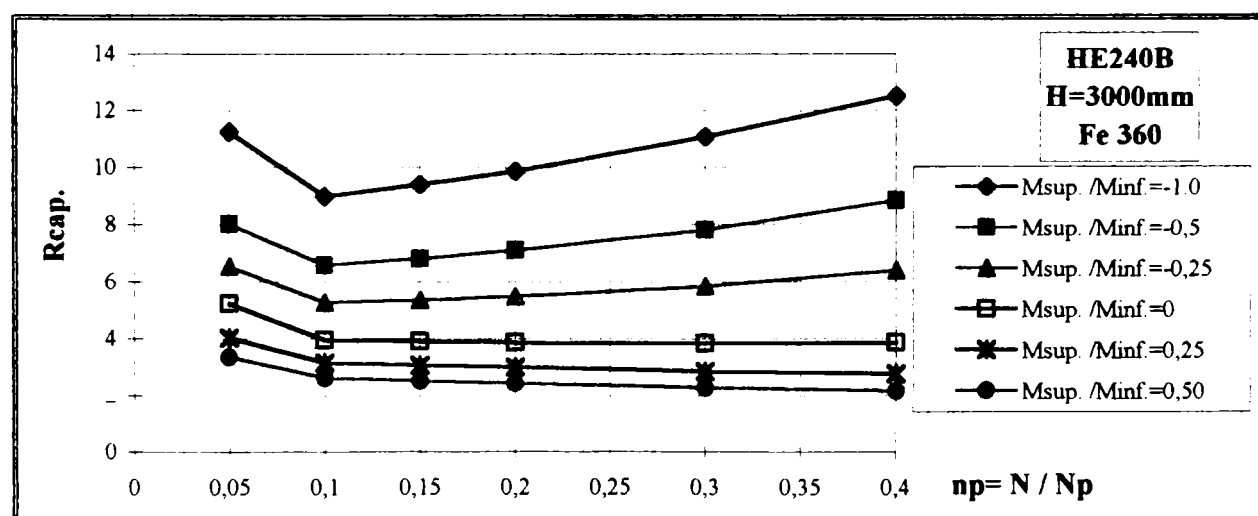


Fig.4.26 Influenta interactiunii M-N
Fig.4.26 Influence of interaction M-N

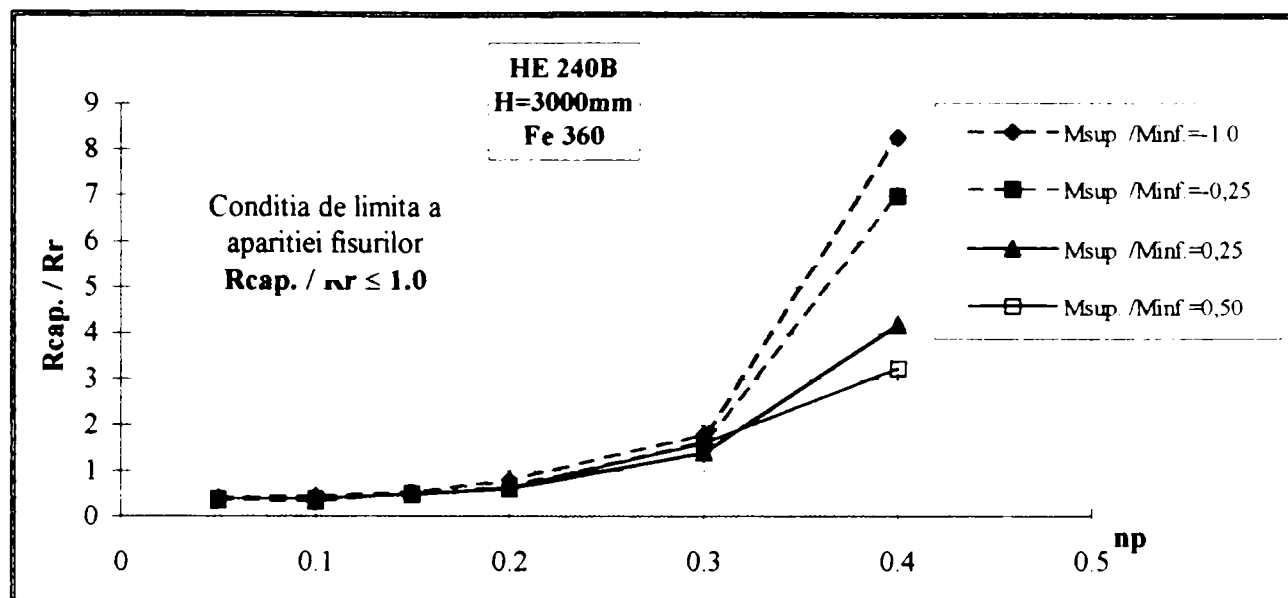


Fig. 4.27 Limitarea efortului axial

Fig. 4.27 Limitation of axial force

4.6.2 Influenta locului formarii a articulatiilor plastice

Forma diagramei momentului incovoietor, fig.3.14, afecteaza atat locul formarii a articulatiilor plastice cat si capacitatea de deformabilitate. In figura 4.28 se arata variatia capacitatii de rotire in functie de forma diagramei momentului si marimea raportului M_{sup}/M_{inf} . Stalpii care lucreaza in dubla curbura prezinta capacitati de rotire mai ridicate in comparatie cu stalpii care lucreaza in simpla curbura deoarece existenta punctului de inflexiune imparte elementul in 2 segmente formand conditii de deformare mai favorabile. Cazul formarii articulatiilor plastice la baza stalpului, in cazul momentelor de sens contrar, $M_{sup}/M_{inf} = 0 \dots 0.50$, conduce la reduceri semnificative a capacitatii de rotire datorita faptului ca toata capacitate de deformare se concentreaza intr-un loc fiind necesara o rotire, θ_u , mai mare pentru preluarea eforturilor. Totusi trebuie considerat modul de cedare al stalpului; in primul caz (dubla curbura, $M_{sup}/M_{inf} = -1.0 \dots -0.25$) cedarea se poate produce prin plastificarea in sectiunile de la extremitatile barei, atunci cand sollicitarile maxime apar in talpa comprimata producandu-se aparitia fisurilor care vor crea conditii de dezvoltare unor cedari fragile. In cazul al doilea (simpla curbura, $M_{sup}/M_{inf} = 0 \dots 0.50$) cedarea se produce intr-o sectiune centrala.

In figura 4.29 se prezinta modul de cedare in functie de marimea raportului momentului si actiunea simultana a fortei axiale. Asadar, in situatia formarii mecanismului etajului exista posibilitatea cea mai mare de aparitia fisurilor afectand atat comportarea globala a cadrului cat si comportarea locala producandu-se cedari locale neprevazute.

Pe baza acestor constatari dimensionarea cadrelor in conformitate cu conceptul capacitatii de rezistenta nu trebuie sa conduca la rigiditati ale stalpilor foarte mari in comparatie cu cele ale grinzilor, luand in considerare si efectul planseului, favorizand situatiile intermediare, $M_{sup}/M_{inf} = -0.50 \dots -0.25$, cu punct de inflexiune. Din acest punct de vedere se evita formarea mecanismului de etaj, iar pe de alta parte capacitatea de rotire ale stalpilor se afla la un nivel ridicat de ductilitate. Recomandarea sus mentionata este absolut necesara in cazul stalpilor parterului la care aparitia articulatiilor plastice este inevitabila. In cazul cand rezulta stalpii care lucreaza ca niste console se recomanda ridicarea marcii otelului la stalpi fata de grinzile, de ex. de la Fe 360 la Fe 430, marind in acest fel rezistenta fara a schimba rigiditatea.

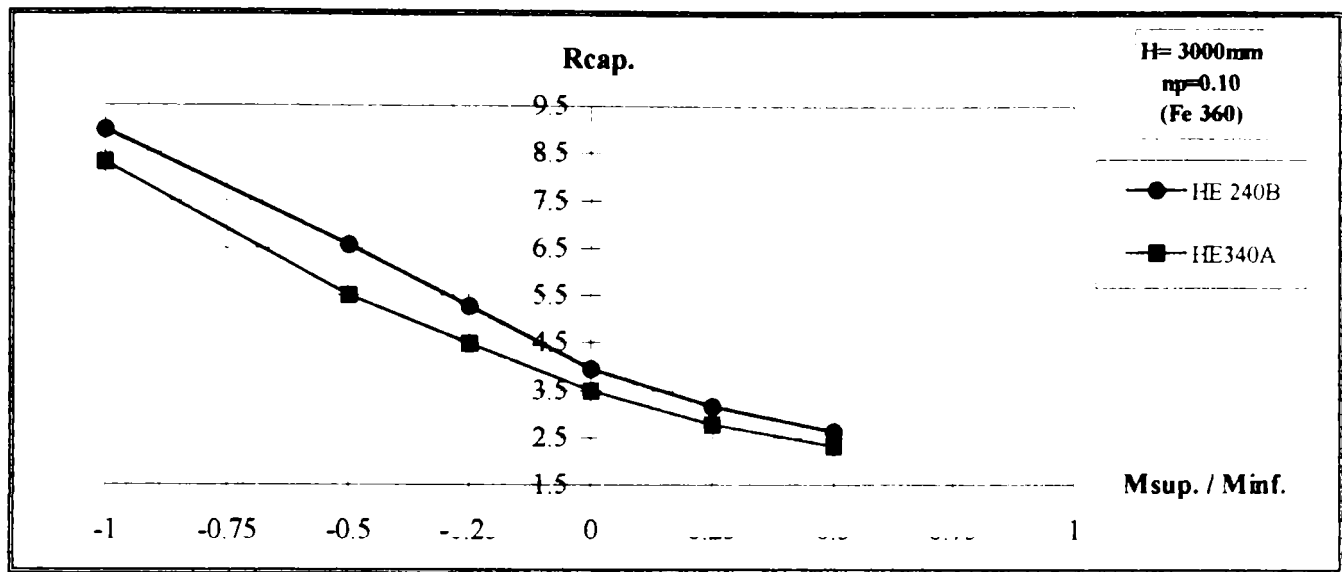


Fig.4.28 Influenta diagramei momentului
Fig. 4.28 Influence of moment diagram

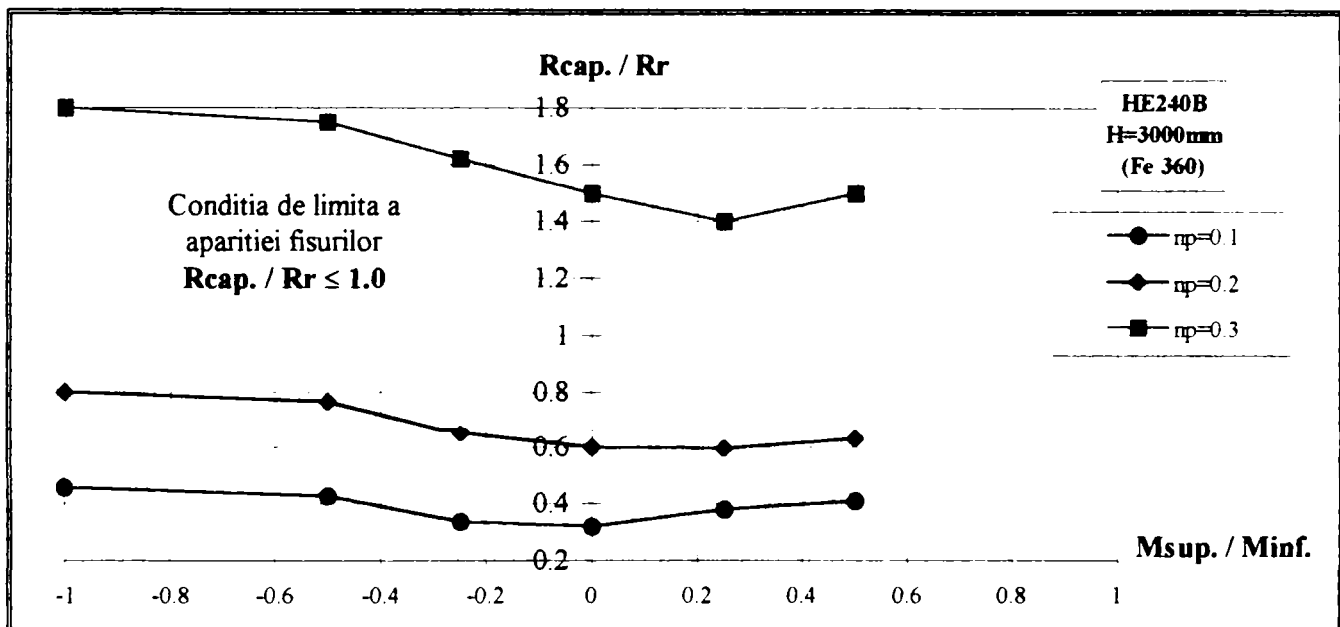


Fig. 4.29 Influenta modului de cedare
Fig. 4.29 Influence of fracture mode

4.6.3 Influenta zveltetei

In general, in cazul cadrelor pentru formarea unui mecanism global cedarea trebuie sa provina datorita incovoierii si voalarii sectiunilor impiedicandu-se colapsul global datorita aparitiei fenomenului flambajului prin incovoiere-torsiune. Dezvoltarea acestui mecanism depinde de zveltetea stalpilor, zveltetea adimensionala, $\bar{\lambda}$, reprezinta parametru de legatura intre probleme de stabilitate si cele de ductilitate ale stalpilor. Totusi in cazul problemelor de ductilitate trebuie sa se studieze impreuna efectul fortei axiale si modul de influenta a momentului pentru dezvoltarea controlata a articulatiilor plastice. Acest studiu se realizeaza cu ajutorul grinzii standard de tip SB1 luand in considerare conditiile reale de deformare a stalpului (Fig. 4.7). In figura 4.30 se prezinta interactiunea M-N asupra zveltetei adimensionale²⁷, remarcandu-se reducerea drastica a capacitatii de rotire, mai ales atunci cand stalpul lucreaza ca o consola, in functie de cresterea zveltetei si eliminarea punctului de inflexiune din diagrama momentului; aceasta reducere poate fi intre 40-80% depinzand de semnul momentului la capete. Prin urmare se pune problema limitarii zveltetei pentru

menținerea capacității de rotație capabile la un nivel ridicat. În general, pentru profilele HEB, se propune limitarea zveltetei adimensionale între 0.45...0.55 indiferent de forma diagramei momentului. Totuși, în realitate este greu de satisfăcut această condiție; prin urmare pentru a menține ductilitatea capabilă la un nivel ridicat este necesară conformarea corectă a stălpilor favorizând cazul încovoierii în dubla curbura.

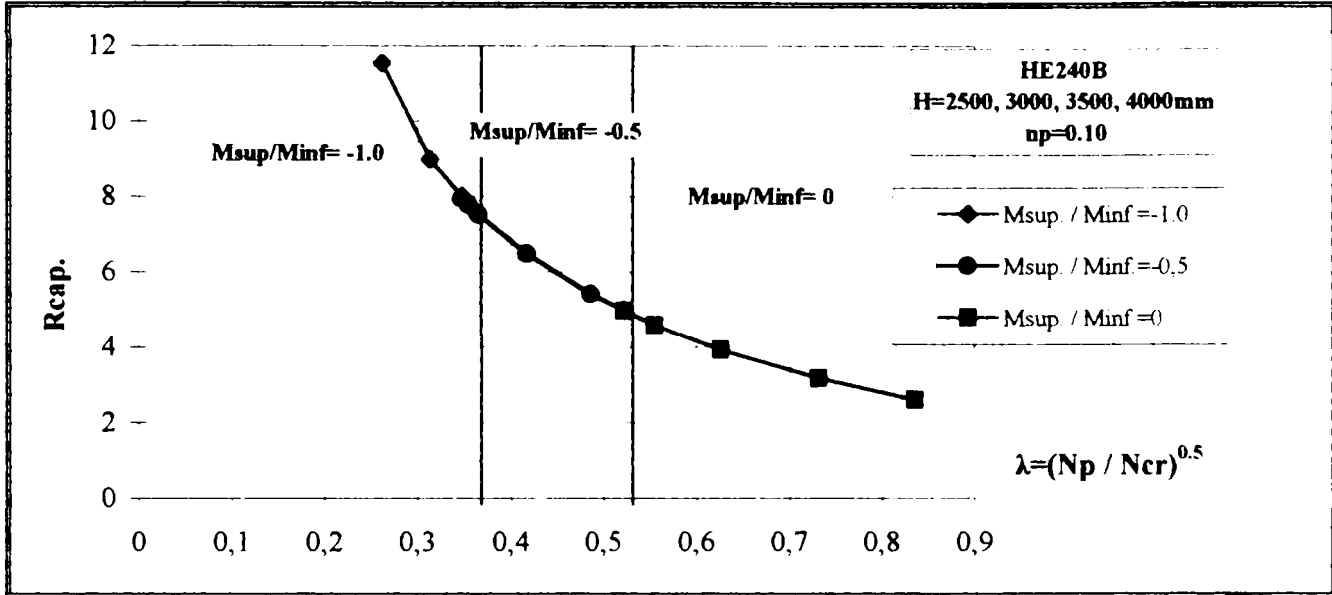


Fig. 4.30 Influenta zveltetei adimensionale
 Fig. 4.30 Influence of non dimensional slenderness

Natura complexă a interacțiunii forței axiale și momentului încovoietor asupra deformabilității stălpilor cadrelor impune introducerea unei metodologii de calcul prin folosirea grinzii standard, fig. 4.7. În EC-3 (§5.2.7(1)) este pomenită numai calitativ necesitatea unei metodologii, criteriul clasificării secțiunilor (§5.2.7(2)) dovedindu-se nesatisfăcător. În aceste condiții se propun relațiile (4.29a,b) pentru calculul capacității de rotație a stălpului care rezultă din analiza statistică unui număr mare de testări numerice cu ajutorul programului DUCTROT'95 (Fig.4.31a,b). Pentru obținerea acestor relații aproximative s-au luat în considerare principalii factori de influență, atât parametri geometrico-mecanici, care afectează comportarea locală postelastica la nivel de material, f_y , și de secțiune, b/t , cât și parametri care afectează comportarea globală postelastica, cum sunt efectul interacțiunii M-N forma diagramei momentului precum și zveltetea adimensională care introduce modul de lucru a stălpului în domeniul plastic:

$$R_u = 1481,3 \left(\bar{\lambda} \frac{b}{t} \sqrt{f_y} \right)^{-1,34} \quad n_p = 0.10, M_{sup}/M_{inf} < 0 \quad (4.29a)$$

$$R_u = 5099,9 \left(\bar{\lambda} \frac{b}{t} \sqrt{f_y} \right)^{-1,61} \quad n_p = 0.40, M_{sup}/M_{inf} < 0 \quad (4.29b)$$

unde:

b/t - limita de suplete a talpii.

f_y - limita de curgere.

$\bar{\lambda}$ - zveltetea adimensională.

$$\bar{\lambda} = \left(\frac{N_p}{N_{cr}} \right)^{1,2} = \left(\frac{f_{yf} W_{pf} + f_{yw} W_{pw}}{\pi^2 EI_y \mu L_{sb}} \right)$$

L_{sb} - deschiderea grinzii standard, calculată conform figurii 4.6.

Relatiile (4.29a,b) acopera domeniul uzual al practicii de proiectare, $M_{sup}/M_{inf} = -1 \dots 0$, $H=2500 \dots 4000\text{mm}$, pentru profile HEA,HEB-100...600. Pentru situatiile cand $M_{sup}/M_{inf} = 0.25 \dots 0.50$ se aplica un coeficient aproximativ de corectie, c_M (Fig.4.28) Prin urmare relatia generala (4.24), pentru stalpul cadrului, se poate scrie:

$$R_{cap.m} = c_M \frac{R_u}{\gamma_M} \quad (4.30)$$

R_u -capacitatea de rotire a stalpului (4.29a,b)

γ_M -coeficient partial de siguranta.

c_M -coeficient de corectie care tine cont de forma diagramei momentului. $c_M=1.0$, $M_{sup}/M_{inf} = -1 \dots 0$, $c_M=0.80$ cand $M_{sup}/M_{inf}=0.25$, $c_M=0.70$ cand $M_{sup}/M_{inf}=0.50$.

In figura 4.32a,b se prezinta corelarea, cu ajutorul indicilor statisticii, intre programul DUCTROT'95 si relatiile simlificate (4.29a,b) pentru calculul capacitatii de rotirea a articulatiilor plastice la stalpii cadrului, aratandu-se o buna acoperire a rezultatelor obtinute.

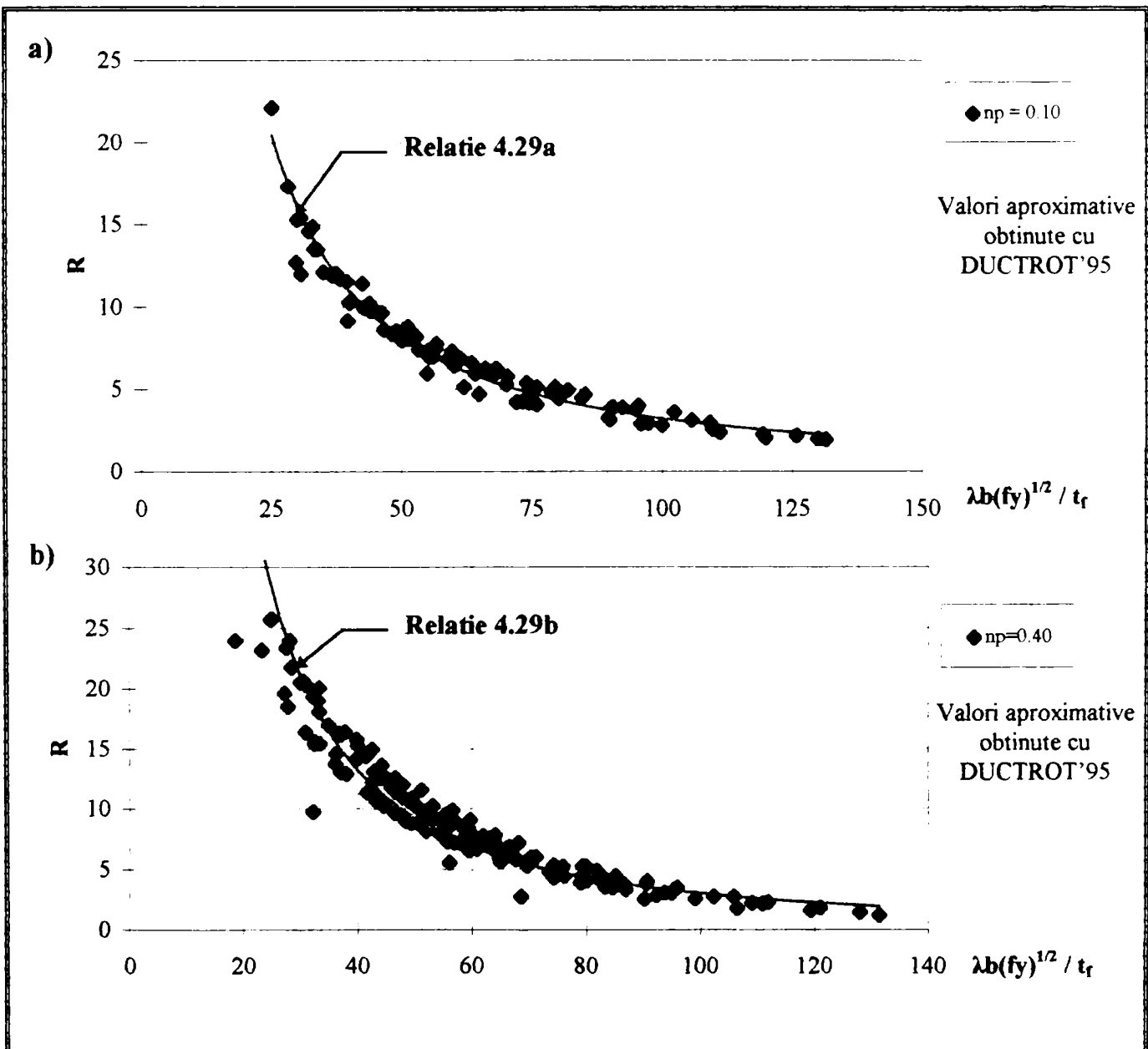


Fig.4.31 Determinarea relatiei de calcul a capacitatii de rotire stalpului
Fig.4.31 Determination of relationship for evaluation of column rotation capacity

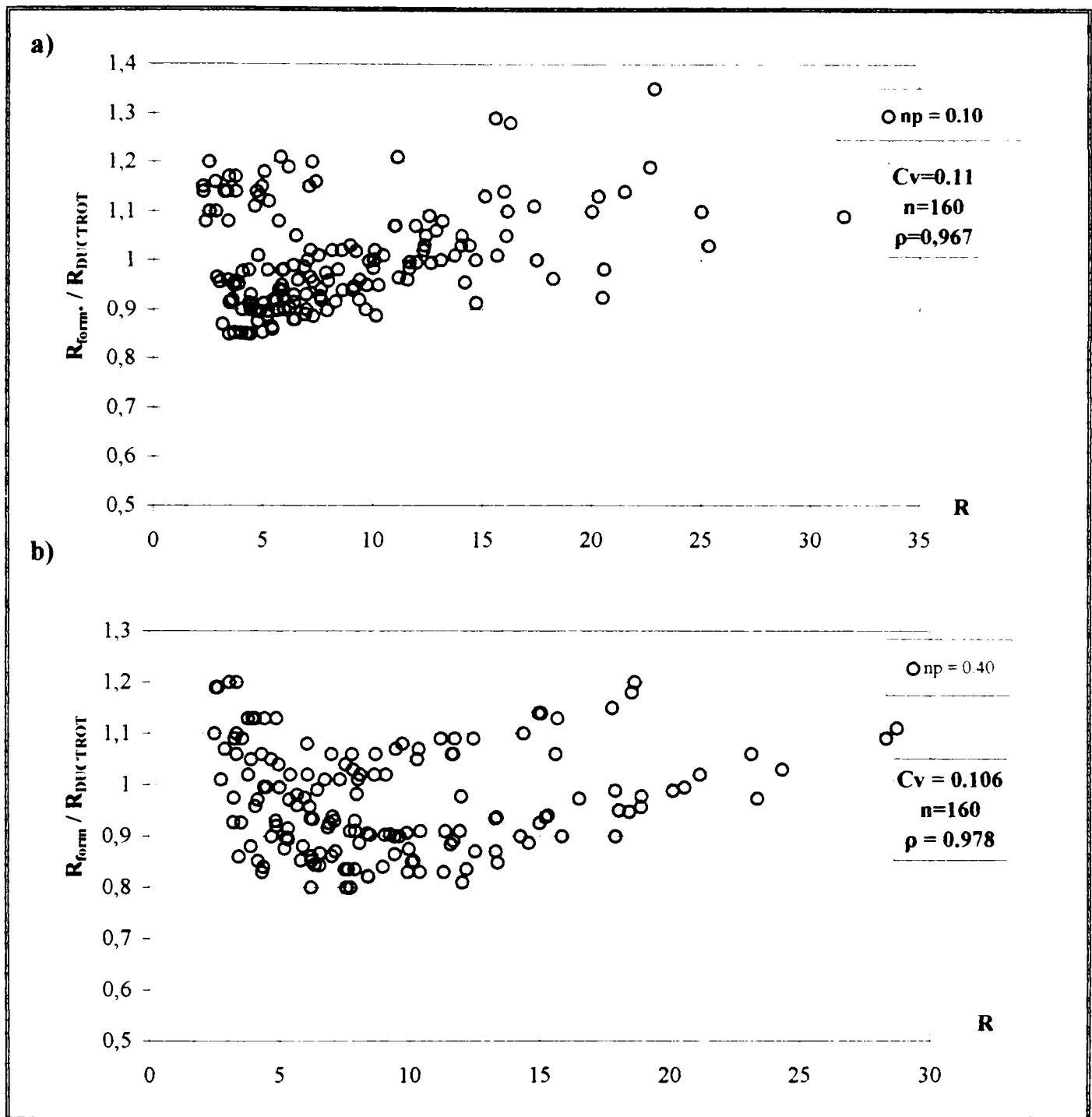


Fig. 4.32 Corelarea intre programul DUCTROT si relatiile simplificate (4.29a,b)
Fig. 4.32 Correlation between the relation (4.29a,b) and DUCTROT

Analizand conditia din EC-3 privind criteriul dezvoltarii articulatiilor plastice in stalpii cadrelor necontravantuiti (§5.2.7(3)), $\lambda \leq 0.32/(n_p)^{1/2}$, se constata ca acest criteriu este valabil numai in cazul stalpilor care lucreaza in dubla curbura, iar in cazul stalpilor incovoaiati in curbura simpla aceasta limita dovedinduse nesatisfacatoare pentru dezvoltarea unor articulatii plastice cu suficienta capacitate de rotire; se propune limitarea zveltetei $\lambda \leq 0.20/(n_p)^{1/2}$ (Fig. 4.33). Aceasta ultima conditie indica, inca o data, necesitatea schimbarii semnelui pe inaltimea etajului dezvoltandu-se momente cu valori reduse la partea superioara a stalpului, avand $M_{sup} < M_p$, pentru proiectarea stalpilor ductili in conditii economice.

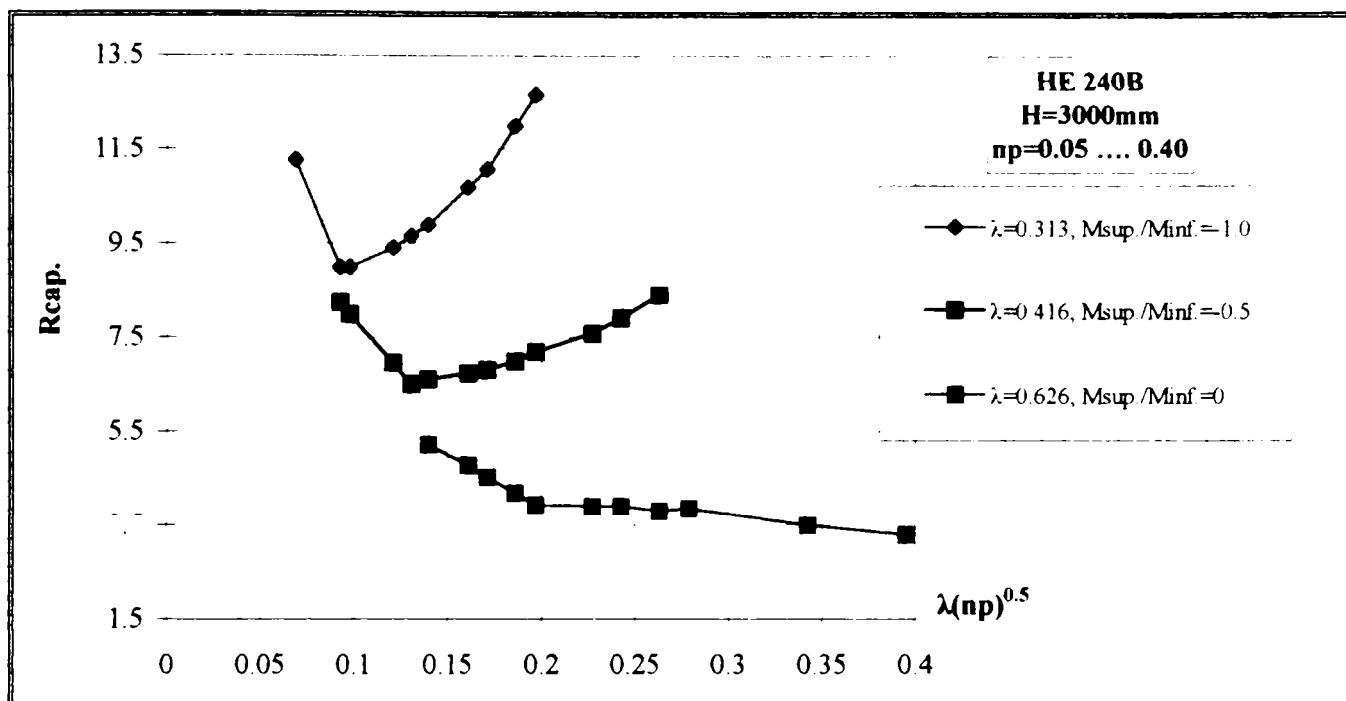


Fig. 4.33 Influenta fortei axiale si zveltetei adimensionale
Fig. 4.33 Influence of axial force and non dimensional slenderness

4.6.4 Influenta calitatii otelului

Problema calitatii otelului a fost pusa deja in paragraful 4.5.3,4.5.4; pentru cazul stalpilor acest aspect trebuie privit in concordanta cu conceptul proiectarii capacitatii de rezistenta. Se cunoaste ca folosirea otelurilor de marca superioara impiedica deformabilitatea inelastica a stalpilor conducand la capacitati de rotire foarte reduse, ajungand la o diminuare cu 50%, depinzand si de forta axiala aplicata, fata de marca Fe 360 (Fig. 4.34). Insa strategia de proiectare a structurilor antiseismice, stalp puternic-grinda slaba, necesita folosirea stalpilor de marci superioare, mai ales in cazul structurilor foarte ductile, $q > 5$, asigurand formarea articulatiilor plastice in locurile predeterminate din stadiul de proiectare, eliminand problema variabilitatii accidentale ale proprietatilor mecanice precum si problema comportarii stalpilor ca niste console. Este important sa se sublinieze ca, hibridizarea structurilor antiseismice constituie una din problemele de viitor trebuand studiata atat din punct de vedere al proiectarii, tehnologiei de executie precum si cel al conditiilor economice.

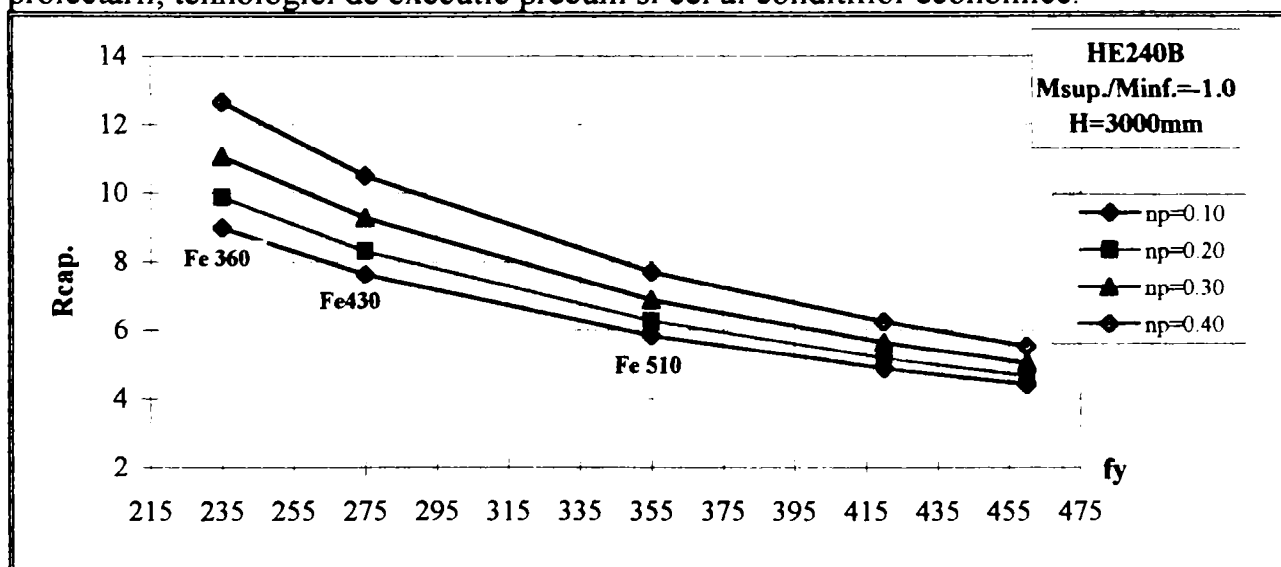


Fig. 4.34 Influenta limitei de curgere
Fig.4.34 Influence of yielding limit

4.7 Influenta vitezei de incarcare asupra capacitatii de rotire

Invatamintale din seismele recente au evidentiat efectul vitezei de incarcare, in special in cazul seismelor de langa sursa, asupra deformabilitatii elementelor structurale, un efect neluat in considerare in calculul structurilor pana in prezent. Asadar, tinand seama ca viteza de incarcare este cea care intervine pentru definirea limitei de curgere superioare, deformabilitatea fiind direct influentata de rata cresterii deformatiilor, se studiaza la nivel de element variatia capacitatii de rotire grinzilor si stalpilor. Calculul capacitatii de rotire influentata de viteza, R_v , se face folosand limita de curgere si cea de rupere determinate cu ajutorul relatiilor obtinute experimental, colectate din literatura de specialitate^{21,81,128}.

$$\frac{f_{y, sr}}{f_y} = 1 + 2.77 \exp[0,162(\log \epsilon - 3.74)] \quad 10^{-6} < \epsilon < 10^3 \quad (4.31a)$$

$$\frac{f_{u, sr}}{f_u} = (1.15 - 7.71 \times 10^{-7} f_y) + (4.969 \times 10^{-2} - 2.44 \times 10^{-7} f_y) \log \epsilon \quad 10^{-4} < \epsilon < 10^1 \quad (4.31b)$$

In acest context, este util sa fie definit intervalul de influenta a ratei deformatiilor prin care poate fi exprimat efectul vitezei (Kaneko^{citat in 21}), (anexa XI).

Importanta vitezei de incarcare se evidentiaza in figura 4.35; cresterea ratei deformatiilor produce marirea limitei de curgere cu 20-35% fata de valoare admisa in calcul, in domeniul in care fortele inertiiale sunt neglijate, cu 40-50%, in domeniul evenimentelor seismice, iar aceasta poate ajunge la 80% (Kobe) chiar 100%, in cazul seismelor cu caracter impulsiv. Aceasta variatie a limitei de curgere, tinand seama ca limita de rupere nu creste proportional, conduce la reduceri pana la 50% a capacitatii de rotire determinate in conditii normale, R_u . Trebuie remarcat ca, chiar si in domeniul static, $10^{-5} \dots 10^{-2} \text{ sec}^{-1}$, capacitatea de rotire capabila scade cu cca 20-25%, ceea ce inseamna ca aceasta influenta trebuie luata in considerare pentru evaluarea limitei de curgere.

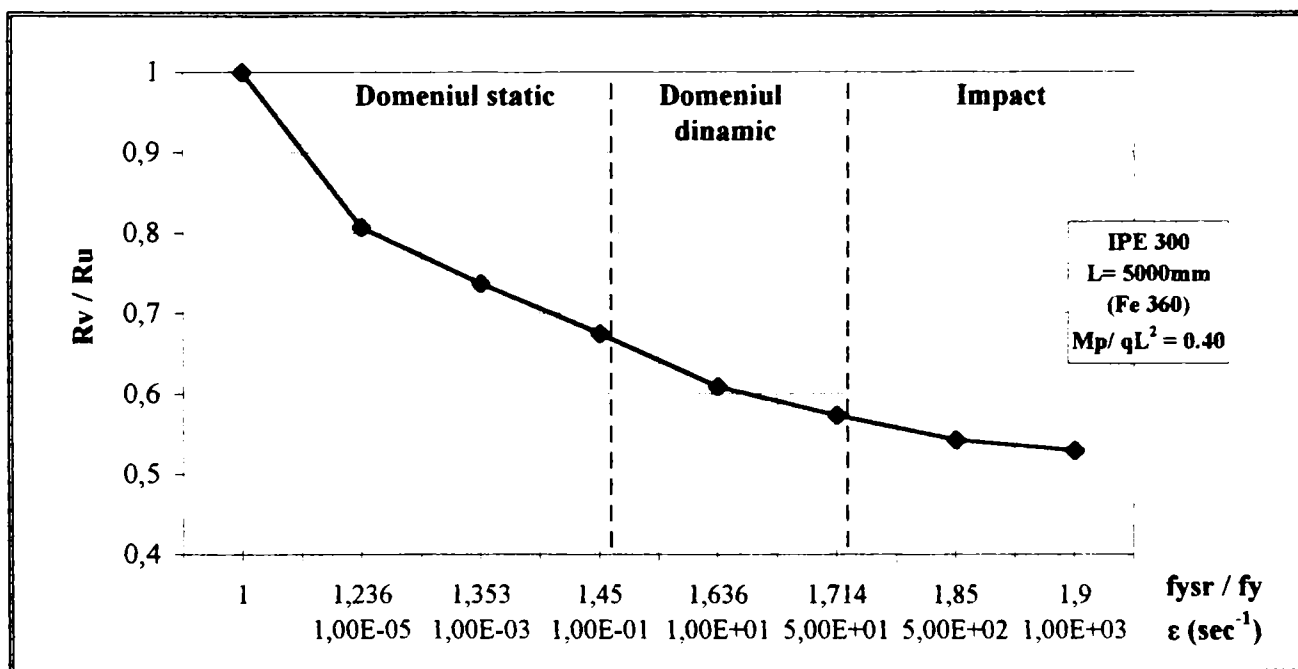


Fig. 4.35 Influenta cresterii ratei deformatiilor asupra deformabilitatii grinzilor

Fig. 4.35 Influence of strain rate, in case of beams

Se cunoaste ca determinarea capacitatii de rotire influentata de viteza, R_v , se poate evalua pe baza capacitatii de rotire monotone, $R_{cap.m}$, datorita modului asemanator de rupere a elementelor. Prin urmare, luand in considerare lipsa datelor experimentale privind capacitatea de rotire afectata de cresterea ratei deformatiilor, se recomanda pentru activitatea de proiectare reducerea capacitatii de rotire capabile monotone cu ajutorul unui coeficient, r_v , care tine seama de acest aspect. In figura 4.36 se poate observa ca folosirea coeficientului partial de siguranta, γ_M , poate calibra numai situatiile obisnuite, cutremurele in domeniul, $\epsilon = 10^{-1} \dots 10^0 \text{ sec}^{-1}$, iar pentru cazul seismelor de langa sursa trebuie aplicata o reducere suplimentara cu cca 20%. Ca atare relatia generala (4.22b) se poate scrie:

$$R_v = R_{cap.m} \quad \epsilon \leq 10^0 \text{ sec}^{-1}$$

$$R_v = r_v \frac{R_u}{\gamma_M} = \quad (4.32)$$

$$R_v = 0.80 R_{cap.m} \quad 10^0 < \epsilon \leq 0.5 \times 10^2 \text{ sec}^{-1}$$

unde:

R_u - capacitatea de rotire ultima a grinzii.

r_v -coeficient de reducere care tine seama de efectul vitezei de incarcare (Tabel 4.6).

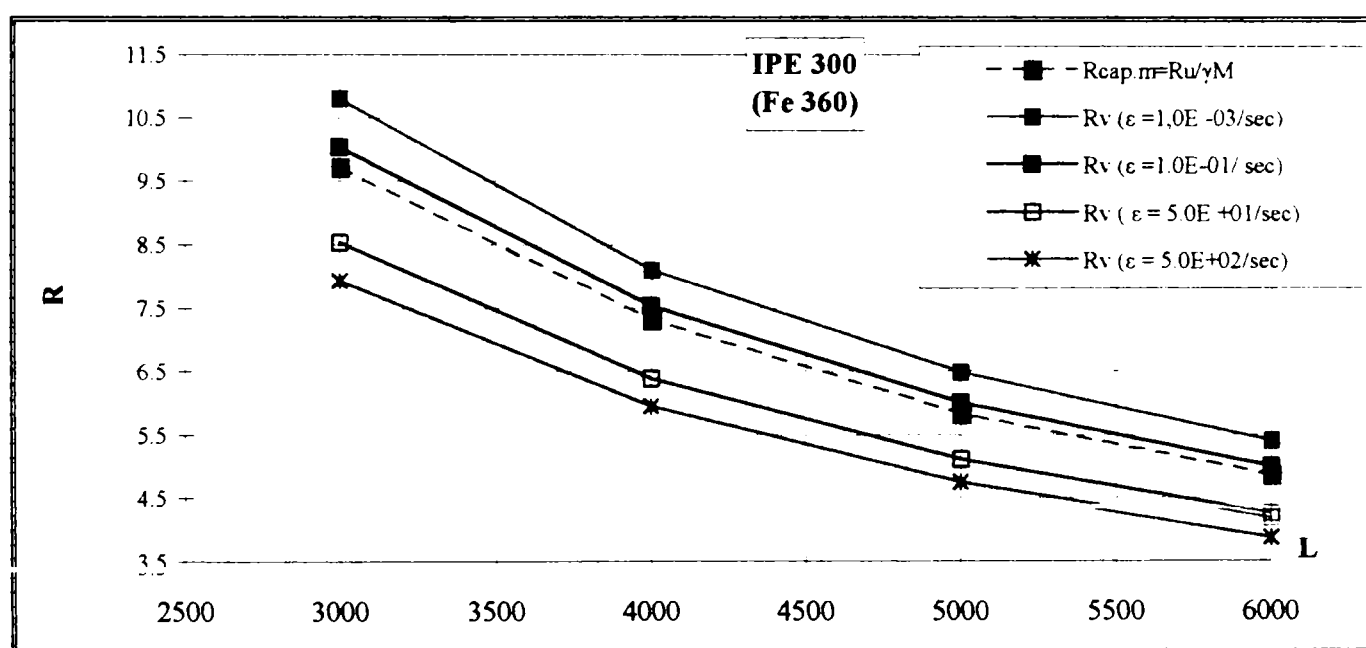


Fig. 4.36 Determinarea coeficientului r_v , pentru cazul grinzilor
Fig. 4.36 Evaluation of strain rate coefficient, r_v , in case of beams

In vederea stabilirii unor asemenea coeficienti pentru cazul stalpilor se studiaza efectul ratei deformatiilor in functie de nivelul fortei axiale si momentului incovoietor (Fig.4.37a,b). In figura 4.37a se arata ca si in acest caz factorul γ_M poate sa acopere situatiile seismelor cu caracteristicile normale, $\approx < 10^{-1} \text{ sec}^{-1}$. Efectul fortei axiale impreuna cu actiunea simultana a aplicarii vitezei de incarcare, de tip soc, devine foarte periculoasa in cazul inexistentiei punctului de inflexiune, capacitatea de rotire a stalpului reducandu-se pana la 55-60% (Fig. 4.37b).

Pentru cazul stalpilor structurilor amplasate in zone cu seisme predominant de suprafata se considera absolut necesara limitarea efortului axial la cca 30% din capacitatea plastica axial, $N = 0.30N_p$. In tabelul 4.6 se prezinta valorile propuse a coeficientului care tine seama de efectul modului de aplicare a vitezei, r_v , in functie de rata cresterii deformatiilor.

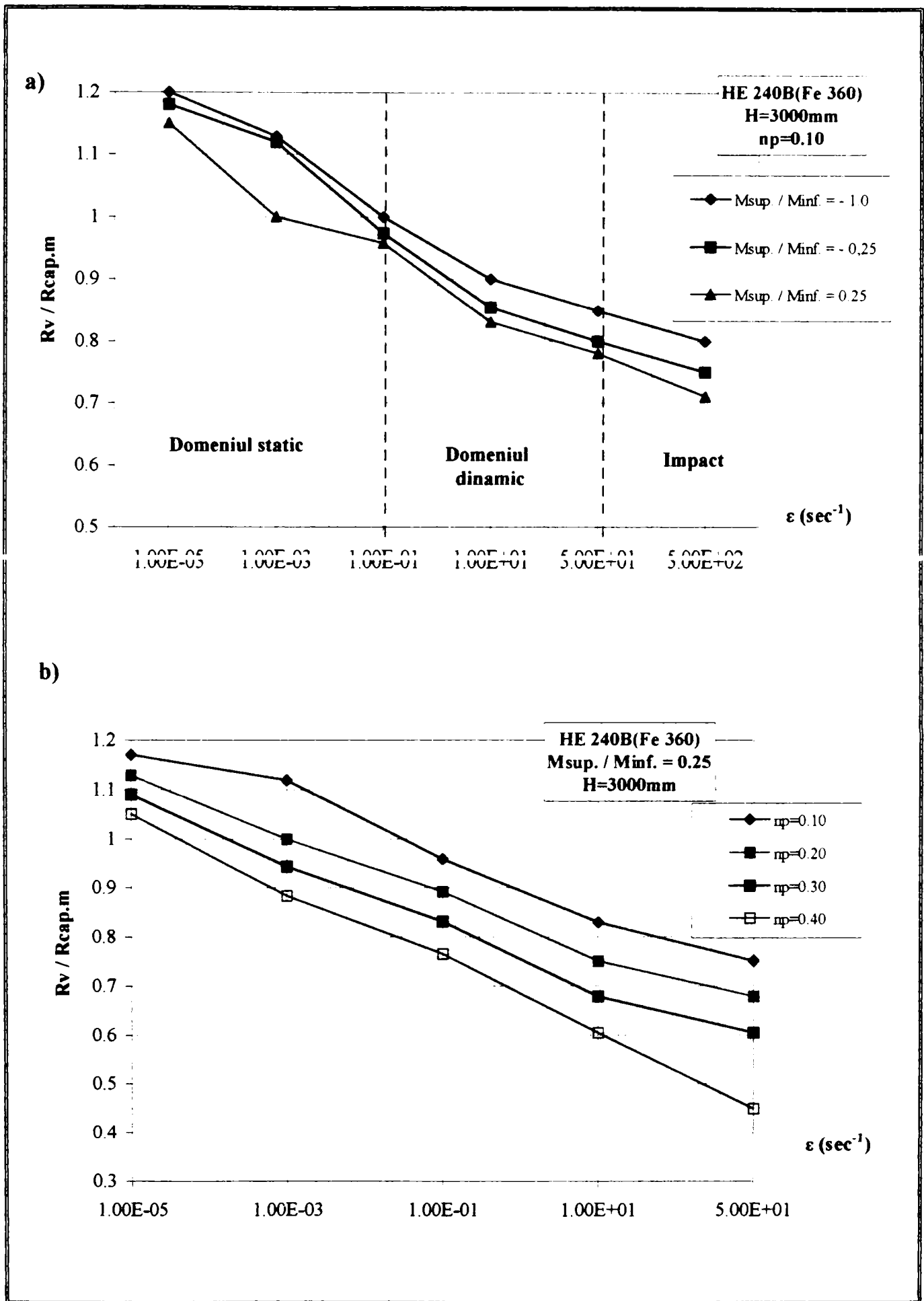


Fig.4.37 Influenta modului de aplicare a vitezei asupra capacitatii de rotire a stalpilor
Fig.4.37 Influence of strain rate on rotation capacity of columns

Tabel 4.6 Valorile propuse pentru coeficientul de reducere care tine cont de efectul vitezei, r_v
 Table 4.6 Proposed values of strain rate coefficient, r_v

Element	Rata deformatiei ϵ (sec ⁻¹)	Efectul momentului incovoietor	Efectul fortei axiale	r_v
GRINDA	$\epsilon \leq 10^0$	-	-	1.0
	$10^0 < \epsilon \leq 0.5 \times 10^2$			0.80
STALP	$\epsilon \leq 10^{-1}$	$-1.0 \leq M_{sup} / M_{inf} \leq -0.25$	$np \leq 0.15$	1.0
			$0.15 < np \leq 0.40$	0.80
		$-0.25 < M_{sup} / M_{inf} \leq 0.50$	$np \leq 0.15$	0.90
			$0.15 < np \leq 0.40$	0.75
	$10^{-1} < \epsilon \leq 0.5 \times 10^2$	$-1.0 \leq M_{sup} / M_{inf} \leq -0.25$	$np \leq 0.15$	0.80
			$0.15 < np \leq 0.30$	0.75
	$-0.25 < M_{sup} / M_{inf} \leq 0.50$	$np \leq 0.15$	0.70	
		$0.15 < np \leq 0.30$	0.60	

** Pentru obtinerea valorilor intermediare se foloseste interpolarea.

Nu in ultimul rand, trebuie mentionat lipsa in normativul european, EC-8, al abordarii efectului vitezei de incarcare atat la nivel global al comportarii structurii (de ex. influenta modurilor superioare de oscilatie) cat si la nivel local de element; dar nici in normele de interes national (P100-92, N.E.A.K¹²⁹.) nu sunt prescrise asemenea prevederi, totusi existand zone cu seismele de tip soc (Banat, Romania, Aigio, Kalamata, Thessaloniki, Grecia). In EC-8²⁶ este prescris factorul de suprazesistenta, $a=1.20$, care tine seama de posibilitatea ca limita de curgere reala din grinda sa fie superioara celei de standard. In cazul efectului vitezei de incarcare acesta valoare ar trebui verificata din nou fiind neacoperitoare deoarece se remarca rapoarte $a = f_{v, sr} / f_v = 1.40-1.80$, cresterea ca urmare a vitezei de solicitare nu poate fi neglijata. In spre aceasta directie sunt necesare, pe de o parte studii experimentale pe subsamble sau cadre la scara pentru determinarea cresterii limitei de curgere si in general al comportarii acestora sub influenta vitezei, iar pe de alta parte testari numerice pe diferite cadre utilizand accelerograme de acest tip si spectre de viteza. Desigur, problema trebuie privita per ansamblu, in primul rand este necesara elaborarea unor studii de microzonare din care, printre altele, vor rezulta marimile posibile ale vitezelor de incarcare cu ajutorul carora se vor efectua experimentele sus mentionate pentru stabilirea limitei de curgere, in special limita superioara, precum si realizarea unor spectre de viteza.

4.8. Influenta incarcarilor ciclice asupra capacitatii de rotire

In general, influenta incarcarilor ciclice produce 2 fenomene: pe de o parte cresterea limitei de curgere datorita fenomenului de ecruisare, iar pe de alta parte acumularea deformatiilor care deterioreaza succesiv deformabilitatea elementelor structurale in functie de conformarea geometrica. Aceasta influenta devine predominanta in cazul seismelor de adancime mare care se manifesta departe de epicentrul focarului (de tip Vrancea in cazul Romaniei sau in cazul Greciei in insulele din Marea Egee).

In domeniul plastic, in conditii de incarcare ciclica, limita de curgere se poate ridica la valori aproximativ 30-40% mai mari fata de valoarea nominala¹¹⁵. In aceste conditii se obtin reduceri cu 20-25% ale capacitatii de rotire, in cazul grinzilor (Fig. 4.38a). Deoarece rezistenta la rupere, f_u , se maresc intr-o masura mai redusa, se micsoreaza esential domeniul deformabilitatii plastice, f_y / f_u , trecerea elementului in stare fragila facandu-se mai repede (Fig. 4.38b).

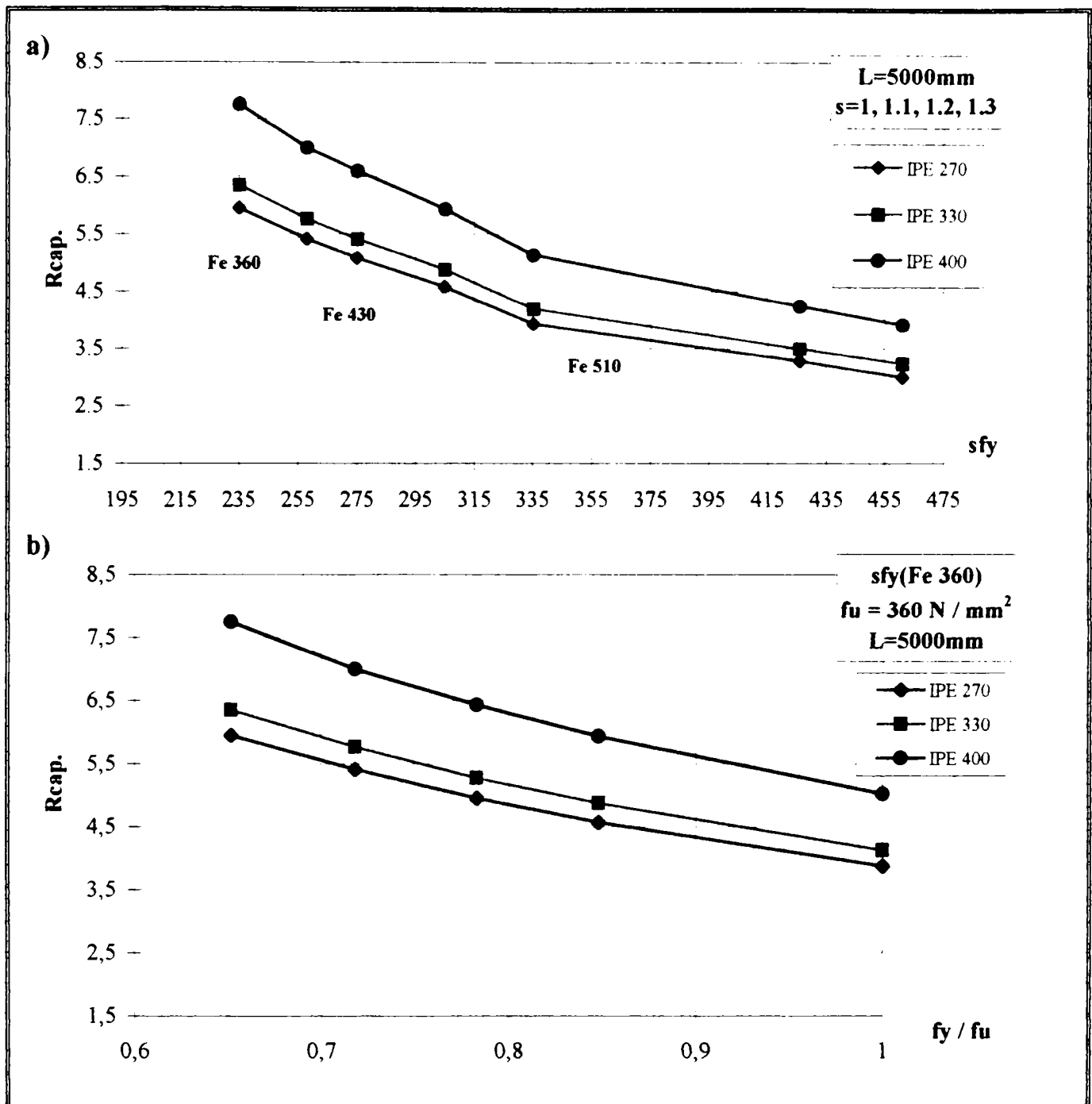


Fig. 4.38 Influenta fenomenului ecrisarii
Fig.4.38 Influence of strain hardening

Variatia momentului pe lungimea grinzii, tinand seama si de forte gravitationale, produce conditii de deformare diferite ale capetelor grinzii, efectul ecrisarii creand conditii de echilibru diferite, in cea ce priveste capacitatea de rotire a articulatiilor plastice formate la capetele grinzilor (Fig. 4.39).

In EC-8 este prevazut un factor de suprarezistenta care tine cont si de efectul ecrisarii pentru asigurarea formarii articulatiilor plastice la grinzi, totusi nu este cuantificata capacitatea de deformare a acestor articulatii plastice pentru evitarea cedarii locale. Pentru cazul incarcarilor ciclice, rezultatele observatiilor experimentale, prezentate in paragraful 3.4.7, indica ca factori principali de deteriorare ai ductilitatii zveltea elementului, efectul fortei axiale si supletea sectiunii transversale. Deasemenea se cunoaste ca in cazul incarcarilor ciclice capacitatea de rotire ciclica, R_c , se poate determina cu ajutorul capacitatii de rotire obtinute in conditii monotone^{21,119}. Prin urmare in vederea stabilirii capacitati de rotire, R_c ,

in conditiile folosirii acesteia in practica de proiectare se analizeaza experimentele din literatura de specialitate^{63,115,120,122} (anexa XII). In acest context trebuie subliniat faptul ca, spre deosebire de experimente la incarcari monotone la care forta creste in continuu pana la ruperea elementului, in cazul incarcarilor ciclice (cvasi-statice) alegerea biograficului incarcarii este legata de scopul cercetarii putand evidenta sau nu diferite aspecte globale sau locale ale comportarii elementului in functie de procedeul adoptat de incarcare. Din aceasta cauza rezultatele experimentale nu pot fi comparate intre ele. Ca atare se incearca o evaluare cantitativa pe baza acestor rezultate, izoland principali factori de influenta, prin intermediul unui coeficient, r_c care introduce efectul de deteriorare al ductilitatii asupra capacitatii capabile de rotire initiale, obtinute in conditii monotone.

Din prelucrarea datelor experimentale pentru obtinerea coeficientului de reducere, r_c , se remarca urmatoarele:

-Efectul ecrusarii impreuna cu utilizarea coeficientului partial de siguranta, γ_M , in unele cazuri poate calibra influenta incarcarilor ciclice asupra capacitatii de rotire capabile (anexa A.XII.1).

-In general elementele zvelte si sectiunile transversale suple prezinta capacitati de rotire reduce. Mai mult decat atat pentru cazul rapoartelor $b/t_f > 11$ si prezenta simultana a fortei axiale, $N/N_p = 0.30$ sau $d/t_w > 40$ si $N/N_p = 0.30$, se observa reduceri drastice ale capacitatii de deformare a elementelor structurale (anexa A.XII.2,3).

-In conditii reale datorita schimbarii semnului tensiunilor voalarea se produce in ambele talpi, figura 3.26, cea ce conduce la un anumit 'echilibru' intre capacitatea de rotire ciclica, R_c , si cea monotona, $R_{cap.m}$, care se determina in conditii de crestere continua a fortei dezvoltand numai un mecanism plastic, energia fiind mai mica.

-Efectul fortei axiale afecteaza ductilitatea ciclica, anexa A.XII.4, totusi pentru estimarea cantitativa a reducerii trebuie luate in considerare si influentele locale (efectul ecrusarii, voalarea etc.).

In general profilele laminate comerciale dispun limite de suplete relativ mici, IPE $b/t_f = 5-7$; $d/t_w = 30-47$, HEA $b/t_f = 8-11$; $d/t_w = 16-35$, HEB $b/t_f = 5-8$; $d/t_w = 16-35$, neavand probleme de reducere a capacitatii de rotire datorita supletei ridicate. Prin urmare se propune pentru practica de proiectare folosirea relatiei (4.24) pentru determinarea capacitatii de rotire ciclice, care se poate scrie:

$$R_c = r_c(b / t_f, N / N_p)R_{cap.m} \quad (4.33a)$$

$$r_c = r_{b/t} r_N \quad (4.33b)$$

unde:

$$\begin{array}{llll} b/t_f = 5.0 & r_{b/t} = 0.90 & n_p = 0 & r_N = 1.0 \\ b/t_f = 11.0 & r_{b/t} = 0.80 & n_p = 0.30 & r_N = 0.70 \text{ pentru HEB, } 0.60 \text{ pentru HEA.} \end{array}$$

r_c - coeficient care tine seama de efectul de deteriorare a ductilitatii in conditii ciclice.

Deoarece supletea inimii profilelor laminate comerciale de tip IPE, HEA, HEB, este de obicei $d/t_w < 40$ nu se tine seama de acest efect. Deasemenea in cazul profilelor de tip HEA, cand sunt folosite pentru stalpi, se propune o reducere in plus fata de profile de tip HEB deoarece primele au limite de suplete mai mari fiind mai sensibile la forta axiala (Fig.4.25). In tabelul 4.7 se prezinta valorile coeficientului r_c , valabil pentru profile laminate (EN19-57).

Tabel 4.7 Valorile coeficientului r_c , pentru profile laminate comerciale
 Table 4.7 Values of r_c coefficient valabile in case of hot rolled commercial profiles

Element	Limita de suplete	$r_{b/t}$	n_p	r_N	r_c
GRINDA	5.0	0.90	-	-	0.90
	11.0	0.80	-	-	0.80
STALP	5.0	0.90	0.0	1.0	1.0
			0.30	0.70 (HEB) 0.60 (HEA)	0.63 (HEB) 0.54 (HEA)
	11.0	0.80	0.0	1.0	1.0
			0.30	0.70 (HEB) 0.60 (HEA)	0.56 (HEB) 0.48 (HEA)

*In cazul situatiilor intermediare se utilizeaza interpolarea.

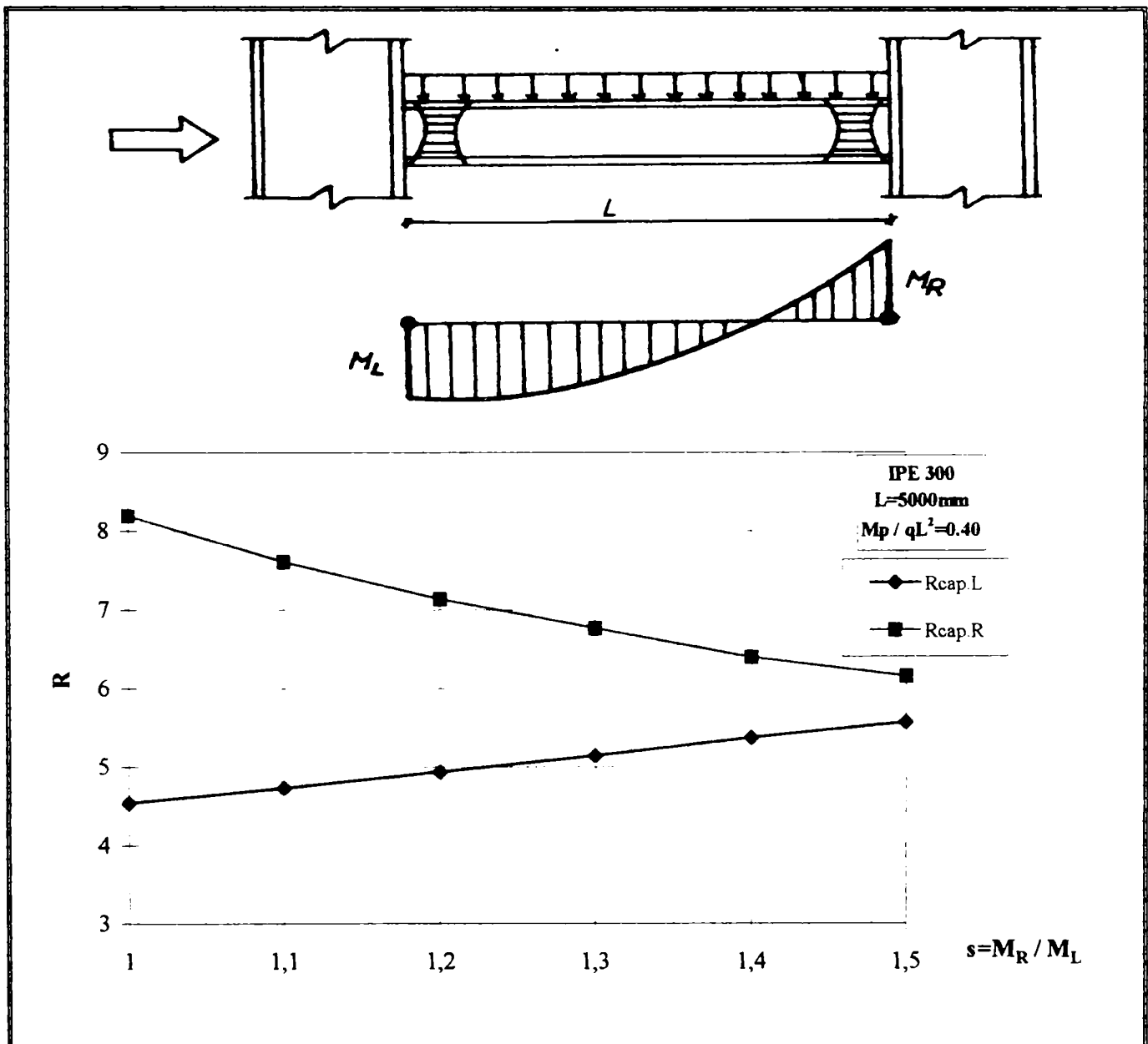


Fig. 4.39 Influenta variatiei momentelor datorita ecrusarii
 Fig. 4.39 Influence of strain hardening moment variation

Chap. 4 PARAMETRICAL STUDIES ON LOCAL DUCTILITY

Summary

The aim of this study is to investigate the main factors affecting local ductility of beams and beam-columns, in order to quantify these influencing parameters, which can serve the elaboration of a comprehensive and transparent methodology that determines the local deformation capacity of members. The parametrical studies were conducted on hot-rolled IPE, HEA and HEB profiles, in accordance with EN 19-57 series, using the standard beam and DUCTROT computer program.

Due to the fact that the behaviour of an actual member in structure is very complex, a simple substitute member with similar behaviour must be considered. The standard beam concept, firstly used by Gioncu, is extended in the case of beams, with unequal plastic moments at the ends Fig. 4.1, 4.3, as well as for in the case of beam-columns, Fig 4.6. Using the relationships (4.1), (4.8) and (4.2), (4.10), (4.11), the variation of standard beam length can be plotted, Fig 4.4. One can see that, at the beams, the position of plastic hinges, is strictly dependent on the vertical loads and values of the moments at the ends of beam, Fig 4.5. For a column the ratio between upper and lower moment must be considered, in order to evaluate the working mode of column in a structure.

The basic parameter that measures the local ductility is the available plastic rotation capacity, which must be greater than the required rotation capacity (4.13). As a function of a loading type it can be defined : the rotation capacity under static, R_m , and the rotation capacity under seismic conditions, influenced by the cyclic action, R_c , or by the impulsive action, R_i , Fig. 4.11. Due to the fact that some cracks may be noticed in buckled flanges, when ultimate strain is reached, the checking between critical available rotation of flange, $\theta_{crit,f}$, and fracture rotation of flange, θ_{rf} , must be considered, Figs. 4.8, 4.9. The critical available rotation of flange may be calculated with the relationship (4.15), while the fracture rotation with relationships (4.16) for beams and (4.18) for beam-columns. At the same level, the fracture rotation capacity, R_r , may be calculated with relationships (4.19a,b) and (4.20a). For IPE, HEA and HEB profiles the fracture rotation is plotted in figures 4.12, 4.13, 4.14, 4.15, taking into account some factors affecting the ductility.

The main factor influencing the ductility is the member span which is not considered in EC-3 ductility classification of rotation capacity, Fig. 4.16. Some proposals take into account the member span and the depth of cross-section was made, (4.26), according to the member classification ductility classes. The influence of gravitational loads introduces an asymmetry on the rotation capacity of plastic hinges, Fig 4.17. In the same way, neglecting of the gravitational loads can be lead to under estimate of the beam plastic rotation capacity, Fig 4.18a. The influence of steel grade and yield ratio on rotation capacity of beams is plotted in figure 4.19 and 4.20 respectively. In the case of high strength steels a rotation capacity between 2.0...4.0 was marked, fig. 4.19a,b, these steels have low ductility capacity. A yield ratio that assures a good ductility is within 0.65 - 0.75, Fig 4.20. The influence of random variability of steel plate is presented in Tab 4.4a,b and Fig 4.21. It can be shown that the actual values of yield stress are higher than the nominal values, this effect producing a decreasing of beam rotation capacity. In case of ductile design the upper yield limit must be

considered, otherwise the use of partial safety factor, γ_M , is absolutely necessary for the determination of the rotation capacity, Fig 4.22. From the examinations of experimental buckled shapes (Annex A.VIII.3, A.XIII, A.XI), one can observe that in some cases incomplete development of web plastic mechanism are produced, due to higher yield stress of web, rapid changing of moment is case of cyclic action or due to a single plastic excursion failure, Fig 4.23. The influence of incomplete web plastic mechanism on rotation capacity is plotted in Fig 4.24. A coefficient, r_w , which takes into account this effect, is proposed to be used in the design (4.28).

For beam-columns, the influence of axial force drastically reduces the plastic rotation capacity, Fig 4.25. However, not only the axial force but also the interaction of M-N can be considered in order to evaluate the rotation capacity, Fig 4.26. One can observe that beam-columns which work in double curvature, $M_{sup} / M_{inf} < 0$ can achieve higher rotation capacities when compared to beam-columns which work in simple curvature $M_{sup} / M_{inf} > 0$, Fig 4.28. So in order to obtain high ductile beam-column elements the ratio of axial force must be limited to 0.25, Fig 4.27, also having a point of inflection, $M_{sup} / M_{inf} = -0.50 \dots -0.25$. Simplified relationships for the determination of ultimate rotation capacity, considering the main factors affecting the local ductility of beam-columns, such as the M-N interaction, slenderness of element and cross section and yield limit, were proposed (4.29a, 4.29b), Fig. 4.31. In case of beam-columns working in a simple curvature, an additional coefficient, c_M , was proposed to be used in the design (4.30). From fig. 4.33 one can observe that the criteria (5.2.7 (3)) given in EC-3 is valuable only for beams-columns having a point of inflection, while for columns working in a simple curvature, a limitation of $\lambda < 0.20 (n_p)^{0.5}$ was proposed.

The influence of strain - rate for beams and beams-columns is plotted in Figs. 4.35, 4.37. A coefficient, r_v , which takes into account this effect, is proposed to be used for the determination of rotation capacity (4.32). In table 4.6 one can see the proposed values as a function of element type and strain-ratio level.

In case of cycling loading, it is well known that the plastic hinges work in strain hardening range. This influence, which produces increasing of yield limit, decreases the rotation capacity, Fig. 4.38. A non-symmetrical rotation capacity due to unequal strength of the beam at the two ends can be observed, Fig. 4.39. Examining the experimental tests (Annex A.XII), surveyed from literature, a coefficient r_c , which introduces the detrimental effect of cyclic actions, was proposed, Tab. 4.7.

INFLUENTA DETALIILOR CONSTRUCTIVE ASUPRA DUCTILITATII LOCALE

5.1 Generalitati

Evenimentele seismice din Northridge (1994) si Kobe (1995), au demonstrat ca pentru o comportare postelastica adecvata a structurilor seismorezistente este necesara evaluarea influentei a detaliilor si solutiilor constructive pentru conformarea sistemului de rezistenta. In cazul cadrelor metalice, foarte rar au aparut cedari globale (ex. Pino Suarez Building, Mexico, 1985), ceea ce identifica partial corectitudinea ipotezelor pentru calculul global, insa au aparut numeroase si repetate cedari locale (§1.4) de tip casant fara nici-un semn de plastificare in prealabil.

Conform schemei din figura 3.1 unul din parametri care influenteaza ductilitatea locala este tipul si modul de fabricare a sectiunii transversale; de obicei in practica de proiectare se utilizeaza profile laminate dublu T, totusi in anumite situatii se folosesc si sectiuni sudate (cu sudura de colt sau cu sudura cu patrundere completa) (Fig. 5.1a,b,c). Evident, modul de deformare este diferit deoarece modul de asamblare intre inima si talpile a placilor componente difera. La fel, analiza post-seismica a degradarilor introduce necesitatea studierii unor solutii noi pentru eliminarea cedarilor de tip casant.

In prima parte a acestui capitol se studiaza influenta detaliilor constructive a sectiunii transversale (racordul intre inima si talpa, efectul sudurii intre inima si talpa) precum si efectul lor asupra ductilitatii locale capabile la nivel de element. De asemenea se analizeaza efectul imperfectiunilor geometrice initiale datorita fabricarii incorecte, care poate sa introduca o deformatie initiala, atat la nivel de sectiune cat si la nivel de element, influentand in final deformarea in stadiul postelastic.

In a doua parte se studiaza influenta unor solutii noi pentru imbunatatirea ductilitatii locale a elementului, care totodata servesc pentru dirijarea controlata a articulatiilor plastice. Se considera ca analiza aspectelor mai sus enuntate este esentiala in vederea elaborarii unui cadru de asigurare a ductilitatii locale-globale, deoarece pe de o parte detaliile constructive pot fi eventualele cauze a variabilitatii ductilitatii elementelor, iar pe de alta parte solutiile pentru imbunatatirea ductilitatii pot contribui pentru inlaturarea incertitudinilor calculului postelastic, prin care se pot intelege incertitudinea locului formarii articulatiilor plastice, variabilitatea caracteristicilor mecanice a otelului etc.

In cadrul acestui capitol nu se studiaza efectul tensiunilor reziduale provenite fie datorita procesului laminarii, fie datorita procesului de sudare, deoarece este demonstrat ca acest efect nu are un impact important asupra dezvoltarii momentului plastic^{80,98}. Avand in vedere ca in metoda mecanismului plastic de cedare rotirea ultima se determina la intersectia cu momentul plastic teoretic, este evident ca pentru evaluarea capacitatii de rotire capabile a elementului nu este necesara luarea in considerare a acestui efect (Fig. 5.2).

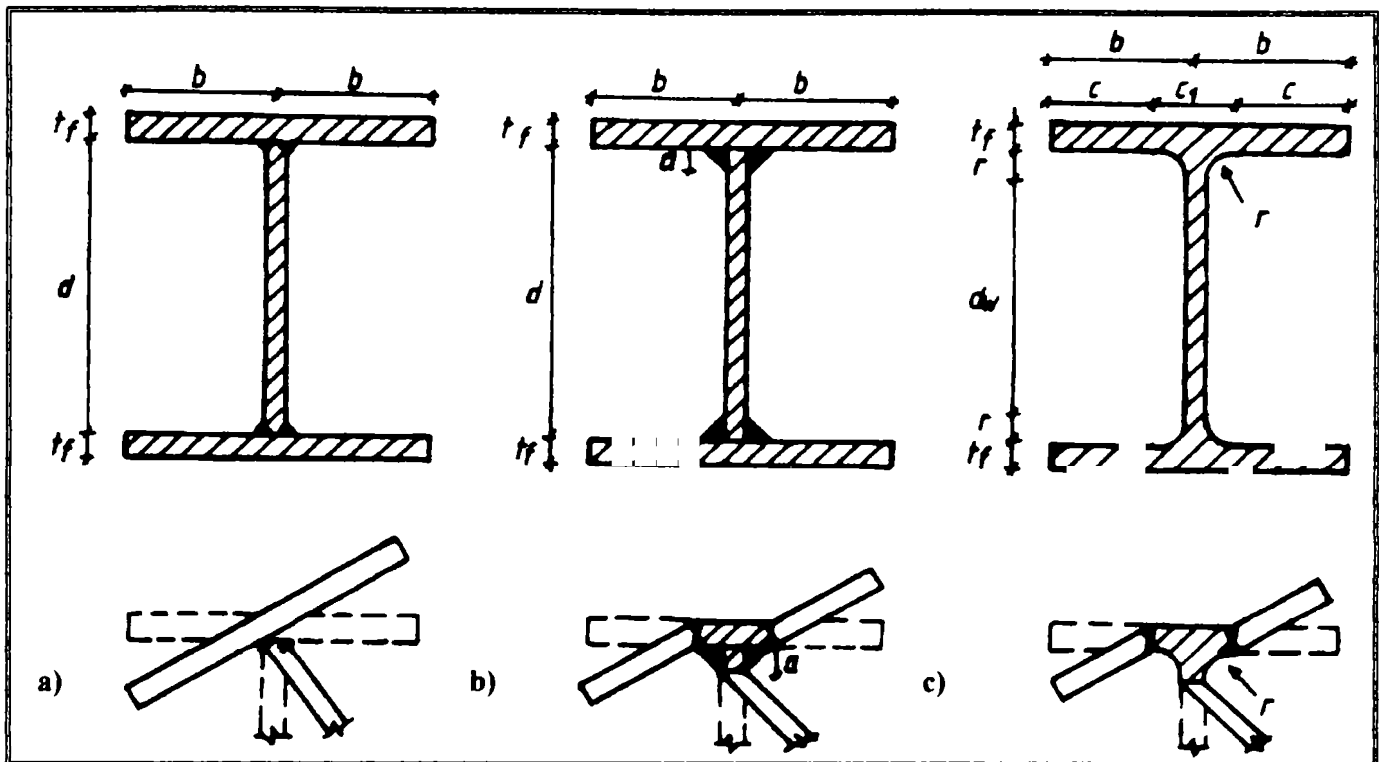


Fig. 5.1 Diferite sectiuni transversale dublu T functie de modul de fabricare
 Fig. 5.1 Different double T cross-sections as a function of fabrication mode

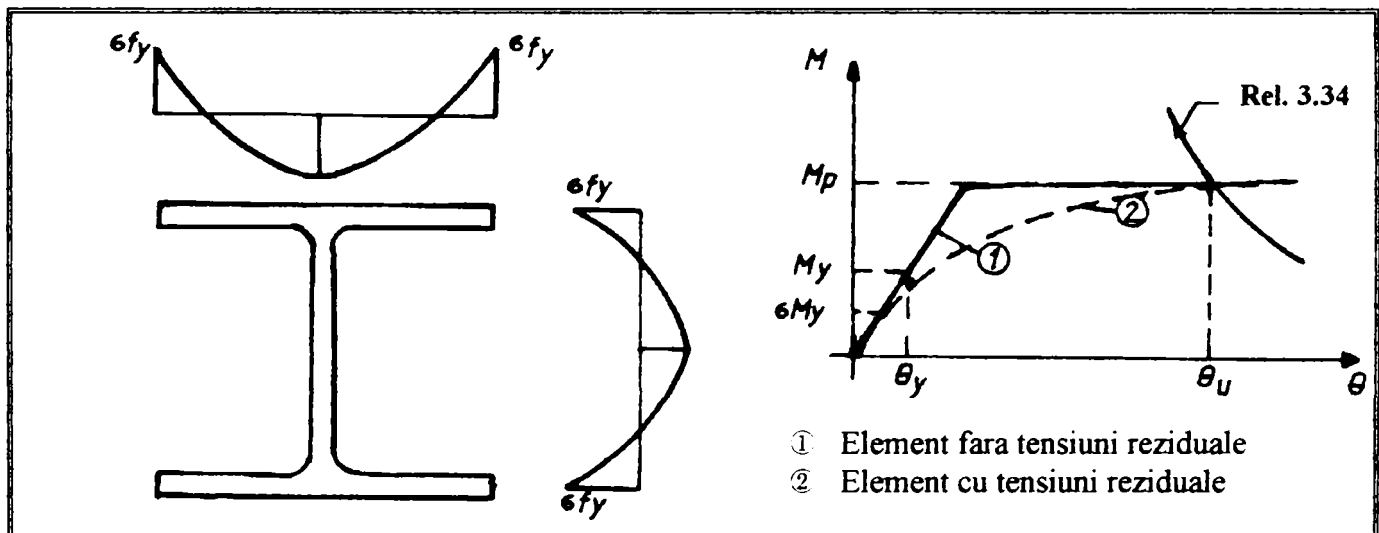


Fig. 5.2 Reprezentare schematizata a efectului tensiunilor reziduale
 Fig. 5.2 Schematic representation of the residual stress effect

5.2 Influenta detaliilor sectiunii transversale asupra ductilitatii locale

5.2.1 Influenta racordului asupra mecanismului plastic de cedare

In cazul profilelor laminate, legatura intre inima si talpa se face cu ajutorul unei zone de racord de raza, r , dezvoltandu-se, in acest fel, o zona rigida, A_r , care creaza conditiile de incastrare perfecta intre talpa si inima, datorita procesului de laminare (Fig 5.1c). Comparativ cu celelalte solutii prezentate in figura 5.1, si in special in 5.1a, in cazul profilelor laminate talpa nu se poate roti chiar in dreptul inimii datorita zonei rigide, avand drept urmare reducerea lungimii voalarii talpii comprimate si prin urmare dezvoltarea unui mecanism diferit de cel prezentat in anexa A.VII¹³⁰. Pentru studiul cantitativ a influentei racordului se propune cvasimecanismul compus din linii de curgere si zone plastice din figura 5.3 care se bazeaza pe conceptul teoriei mecanismului plastic de cedare^{21,41} (conceptul mecanismului plastic a fost expus in §3.4.6).

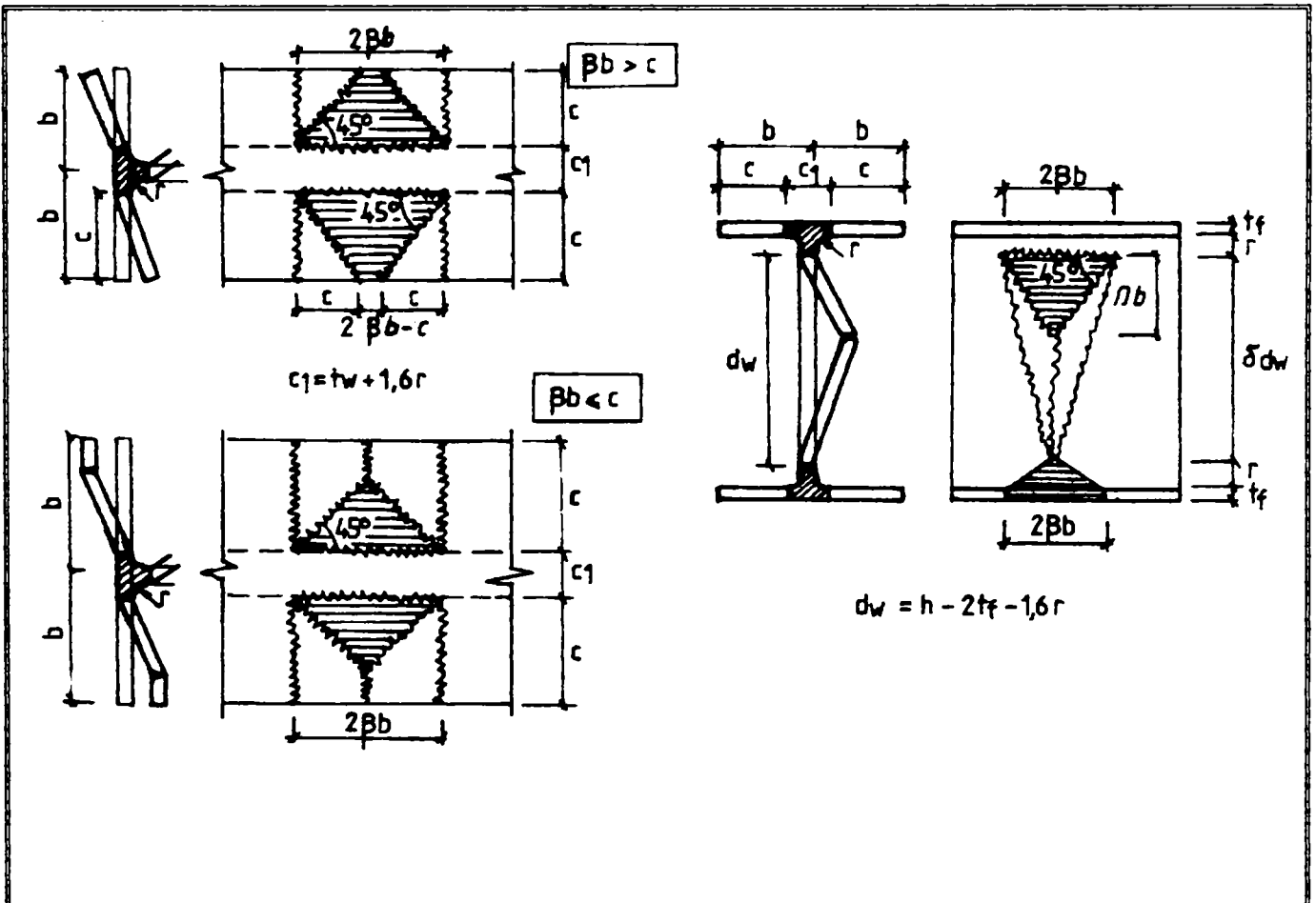
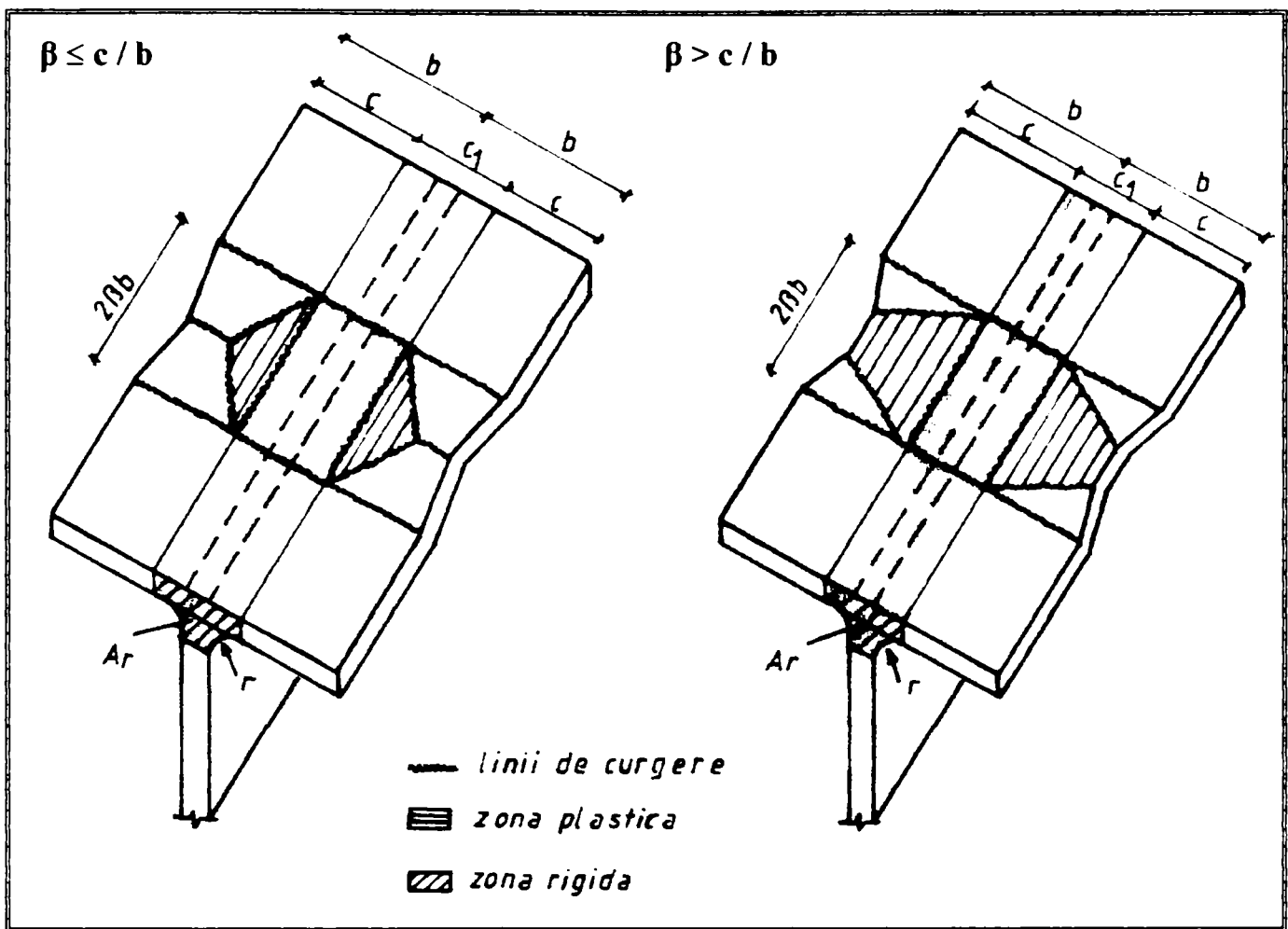


Fig. 5.3 Mecanismul plastic de cedare influentat de racordul intre talpa-inima
 Fig. 5.3 Plastic collapse mechanism influenced by the junction between flange-web

Avand in vedere relatiile (3.31), (3.33) si (3.34) pentru lucrul mecanic interior, W_{int} , respectiv pentru, lucrul mecanic exterior, W_{ext} se poate scrie pentru mecanismul din figura 5.3 dezvoltat in plan:

-Lucrul mecanic interior

$$\frac{W_{int}}{2bd^2f_{yf}} = A(\chi) + B(\chi) \frac{1}{\sqrt{\theta}} \quad (5.1)$$

unde:

$$A(\chi) = \frac{1}{2} \rho \frac{\beta^2}{\chi} \frac{bt_w}{d^2} + \frac{t_f}{d} \begin{cases} \beta \left(1 + \frac{A_r}{\beta bt_f} \right) & \beta \leq c/b \\ 2\beta \left(\frac{c}{b} + \frac{A_r}{bt_f} \right) - \frac{c^2}{b^2} & \beta > c/b \\ \frac{2\beta \left(\frac{c}{b} + \frac{A_r}{bt_f} \right) - \frac{c^2}{b^2}}{\beta} & \beta > c/b \end{cases} \quad (5.2a)$$

$$B(\chi) = \rho \beta \frac{1+\chi}{\chi+\sqrt{\chi}} \frac{t_w}{d^2} + \frac{t_f^2}{d^2} \sqrt{\frac{d}{b}} \begin{cases} 2 \left(1 + \frac{c}{\beta b} \right) \sqrt{\beta} & \beta \leq c/b \\ 3 \sqrt{\frac{c}{b} + \frac{\beta}{\sqrt{c}b}} & \beta > c/b \end{cases} \quad (5.2b)$$

in care:

A_r - aria zonei rigide, care se ia egal cu $A_r = 0.8r t_w + 0.2146r^2$;

r - raza racordului intre talpa si inima a sectiunii transversale;

c - lungimea talpii libere care se ia egal cu $c = b - 0.8r - 0.5t_w$;

b - jumatatea lungimii totale a talpii sectiunii transversale;

ρ - raportul f_{yw} / f_{yf} ;

β - parametrul lungimii mecanismului definit in relatia (3.19);

χ - parametru geometric al mecanismului plastic care se ia egal cu $\chi = \beta b / \delta d_w$.

Parametrul δ defineste pozitia de rotire care pentru profile laminate din seria EN19-57

ia valori pentru HEA,HEB ≈ 1.0 , iar pentru IPE $\approx 0.812 \dots 0.820$;

d_w - inaltimea inimii care se ia egal cu $d_w = h - 2t_f - 1.6r$.

-Lucrul mecanic exterior, W_{ext} , scris pentru grinda standard de tip1 din anexa A.X.1:

$$\frac{W_{ext}}{2bd^2f_{yf}} = C(\chi) \frac{M}{M_p} \frac{\theta}{m_{pnq}} \quad (5.3)$$

$$C(\chi) = \frac{1}{1 - n\lambda^2} \frac{W_p}{bd^2} \left[1 + \frac{N}{M_{pnq}} \left(\frac{\beta b}{\chi} + 1 \right) \right] \quad (5.3a)$$

unde:

C- factor adimensional definit in (5.3a);

m_{pnq} - coeficientul de reducere a momentului plastic teoretic definit conform EC-3 (anexa A.VI);

M_p - momentul plastic teoretic;

M_{pnq} - momentul redus care se ia egal cu $M_{pnq} = m_{pnq} M_p$;

$\bar{\lambda}$ - zveltetea adimensională ;

n- raportul N / N_p ;

Egalând lucrul mecanic interior cu lucrul mecanic exterior, $W_{int} = W_{ext}$, rezulta o relatie de tip (3.37):

$$\frac{M}{M_p} = m_{pnq} \left(\frac{A}{C} + \frac{B}{C} \frac{1}{\sqrt{\theta}} \right) \quad (5.4)$$

Pentru rezolvarea ecuației s-a considerat $\delta = 1.0$ aproximând minimizarea ecuației originale (3.37). Din relația (5.4), luând în considerare ca rotirea ultimă, θ_u , se obține pentru $M / M_p = 1.0$ (Fig 3.23) rezulta:

$$C = m_{pnq} \left(A + B \frac{1}{\sqrt{\theta}} \right) \quad (5.5a)$$

Pentru grinda:

$$\theta_u = \left(\frac{B}{C - A} \right)^2 \quad (5.5b)$$

Pentru stalp:

$$\theta_u = \left(m_{pnq} \frac{B}{C - m_{pnq} A} \right)^2 \quad (5.5c)$$

Cu ajutorul relațiilor (5.5b,c) se poate determina direct rotirea ultimă a grinzilor sau a stalpilor, luând în considerare efectul racordului secțiunilor laminate. Astfel, capacitatea de rotire se determină conform relație cunoscute:

$$R_u = \frac{\theta_{pu}}{\theta_p} = \frac{\theta_u}{\theta_p} - 1 \quad (5.6)$$

in care:

θ_u - rotirea ultimă definită în 5.5a,b;

θ_p - rotire plastică definită în anexa A.X.

Pentru validarea mecanismului propus, din care rezulta rotirea ultima capabila, este necesara compararea acestuia cu valorile obtinute experimental. In literatura de specialitate se gasesc incercari experimentale efectuate pentru profile laminate de catre Spangemacher¹⁰⁵ si Boeraeve et.al¹⁰⁶ (anexa IX, A.XI.3, A.XI.4). Deasemenea sunt date si valori obtinute pe cale exacta folosand metoda elementului finit^{105,106} (F.E.M).

In tabelul 5.1 se prezinta comparativ valorile obtinute experimental si valorile capacitatii de rotire obtinute folosand relatiile (5.5b), (5.6), precum si valorile folosind metoda FEM; se observa ca se obtine un coeficient de variatie corespunzator, COV=0.306, in cazul metodei mecanismului de cedare (Fig.5.4). Trebuie remarcat ca in cazul determinarii ductilitatii datorita numerosilor factori care pot influenta capacitatea de deformare in literatura de specialitate se propun coeficienti de variatie intre 0.5...1.0⁹⁸. Pe de alta parte metoda elementului finit prezinta un coeficient de variatie redus, COV=0.219, tinzand spre un COV obtinut pentru probleme de rezistenta si stabilitate (COV=0.1...0.2)⁹⁸ ceea ce identifica exactitatea ei, totusi ea fiind necorespunzatoare, deocamdata, pentru practica de proiectare datorita costului si timpului de rezolvare ridicat.

Tabel 5.1 Compararea rezultatelor experimentale cu cele teoretice
Table 5.1 Comparison between experimental and theoretical results

	Nu. Pro.	R_{exp}	R_{uc}	R_{FEM}	R_{uc} / R_{exp}	R_{FEM} / R_{exp}	R_{uc} / R_{FEM}
<i>S</i>	D01A4M	6.40	11.20	6.86	1.750	1.071	1.632
<i>P</i>	D02B4M	7.8	10.37	6.86	1.329	0.879	1.511
<i>A</i>	D09A3M	18.9	18.98	14.60	1.004	0.772	1.30
<i>N</i>	D10A3M	19.8	21.70	14.60	1.095	0.737	1.486
<i>G</i>	EA2233	12.0	10.77	11.80	0.897	0.983	0.912
<i>H</i>	EA2234	9.30	12.0	9.70	1.290	1.043	1.237
<i>E</i>	EA2243	2.80	7.45	3.50	2.66*	1.25	2.128
<i>M</i>	EA2244	1.50	3.34	1.70	3.34*	1.133	1.964
<i>A</i>	EB2833	34.1	28.60	17.60	0.838	0.516	1.625
<i>C</i>	EB2834	20.5	21.40	14.80	1.043	0.721	1.445
<i>H</i>	EB2843	9.50	12.82	9.80	1.349	1.031	1.308
<i>E</i>	EB2844	8.30	10.25	7.90	1.234	0.951	1.297
<i>R</i>	EA2833	19.0	14.45	9.90	0.757	0.521	1.459
	EA2834	6.40	12.42	7.70	1.940	1.20	1.612
<i>[105]</i>	EA2843	6.40	5.66	4.40	0.884	0.687	1.286
	EA2844	4.10	3.38	2.80	0.824	0.682	1.207
	EA2234B	10.3	7.20	8.30	0.701	0.805	0.867
	EA2244B	2.60	4.90	2.20	1.884	0.457	2.227
<i>BAER- EVE et.al [106]</i>	D1	16.8	17.79	13.20	1.058	0.785	1.347
	D2	12.1	12.12	11.10	1.00	0.917	1.091
	D3	10.0	10.53	8.90	1.053	0.890	1.183
	D4	24.3	21.42	22.80	0.881	0.938	0.939
	D5	9.20	11.53	9.70	1.25	1.054	1.188
Valoare medie, X_m					1.145	0.887	1.386
Deviere standard, s					0.351	0.195	0.366
Coeficient de variatie, COV					0.306	0.219	0.264
Coeficient de corelatie, ρ					0.932	0.901	0.904

* Valorile cu asterisc nu sunt luate in calcul.

Nu in ultimul rand trebuie observat ca prin metoda mecanismului plastic se obtine un coeficient de corelatie, ρ , intre rezultatele experimentale si cele teoretice foarte bun, chiar mai bun decat in metoda FEM (Tab. 5.1, Fig 5.4). Comparand rezultatele determinate cu ajutorul unei metode aproximative cu cele obtinute pe cale teoretica exacta, FEM, se constata o variatie si o corelare corespunzatoare (Tab. 5.1). Ca atare, se poate considera exactitatea metodei aproximative care utilizeaza mecanismul plastic de cedare, avantajul ei fiind faptul ca ea poate fi usor implementata in practica de proiectare printr-o prelucrare corespunzatoare a rezultatelor, constituand baza pentru calculul ductilitatii locale capabile a elementelor. Conceptul metodei a fost folosit si de alti cercetatori pentru calculul sectiunilor compuse¹³¹ sau drept pentru calculul ductilitatii locale^{132,133}.

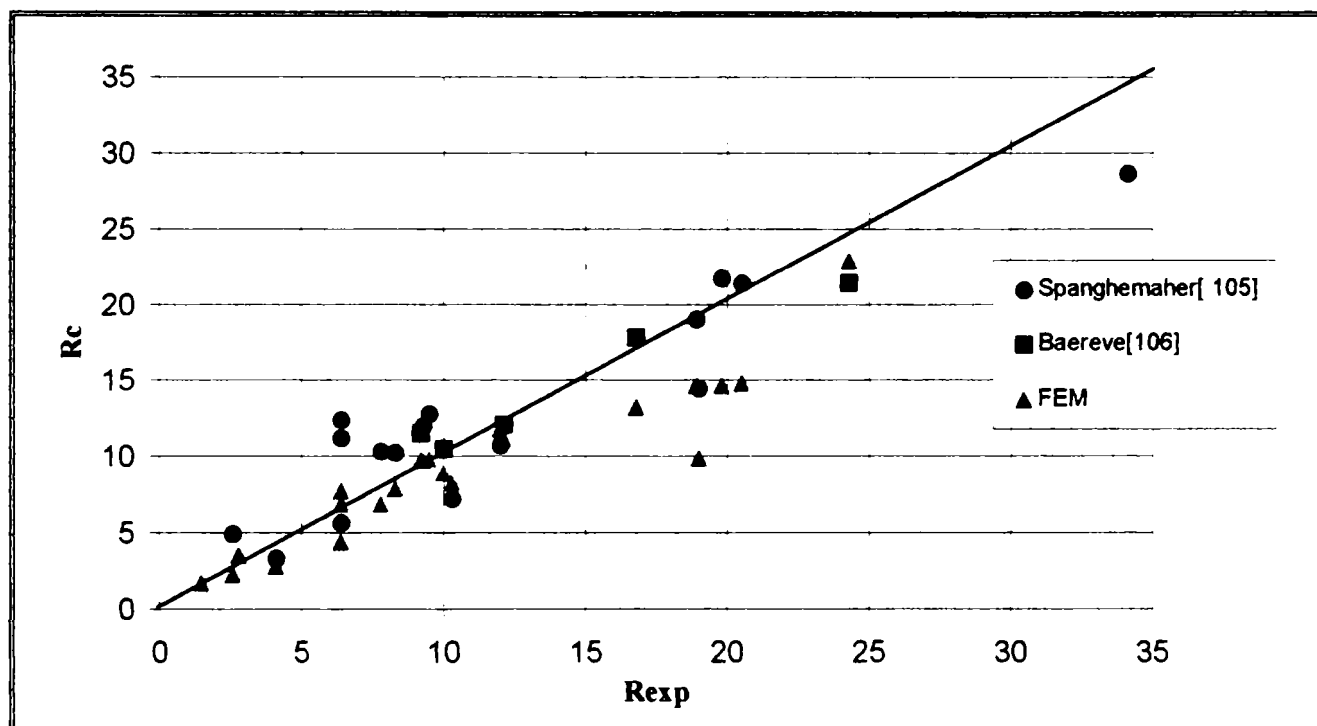


Fig. 5.4 Corelarea intre valorile obtinute experimental cu cele teoretice
 Fig. 5.4 Comparison between values obtained by experimental and theoretical way

Pentru cuantificarea influentei racordului, luand in considerare forma mecanismul plastic de cedare care nu tine seama de influenta acesteia, se propune urmatorul coeficient de corectie care tine cont de contributia zonei rigide create de racordul intre inima si talpa¹³⁰:

$$c_r = \left(\frac{b}{c}\right)^2 = \left(\frac{b}{b - 0.5t_w - 0.8r}\right)^2 \quad (5.7)$$

unde:

- c_r - coeficientul de corectie;
- b - jumatatea latimii talpii ;
- c - latimea libera a talpii;
- r - racordul intre talpa si inima.

In tabelul 5.2 se prezinta pentru toate profilele laminate valorile coeficientului de corectie, c_r , coeficientul β al lungimii voalarii talpii precum si raportul c / b . Analazand tabelulul 5.2 se constata ca profilele laminate din seria EN prezinta un mecanism predominant de tip $\beta > c / b$ fiind un meccanism mai putin de sever decat cazul cand $\beta \leq c / b$.

Tabel 5.2 Valorile parametrilor c_r , β , c / b , profilelor laminate din seria EN 19-57

Table 5.2 Values of c_r , β , c / b , parameters for EN 19-57 hot rolled profiles

Profil	c_r	c / b	β	Profil	c_r	c / b	β
IPE 140	1.83	0.738	1.060	HE180 B	1.48	0.822	0.941
IPE 160	1.71	0.763	1.075	HE200 B	1.43	0.836	0.946
IPE 180	1.63	0.783	1.100	HE 220B	1.46	0.827	0.960
IPE 200	1.76	0.752	1.089	HE 240B	1.49	0.820	0.965
IPE 220	1.68	0.771	1.121	HE 260B	1.50	0.816	0.986
IPE 240	1.78	0.748	1.127	HE 280B	1.46	0.827	0.977
IPE 270	1.67	0.773	1.115	HE 300B	1.48	0.822	0.980
IPE 300	1.59	0.792	1.100	HE 320B	1.49	0.817	1.020
IPE 330	1.67	0.773	1.121	HE 340B	1.50	0.816	1.047
IPE 360	1.63	0.783	1.157	HE 360B	1.50	0.816	1.070
IPE 400	1.70	0.765	1.163	HE 400B	1.52	0.811	1.093
IPE 450	1.67	0.773	1.178	HE 450B	1.52	0.811	1.171
IPE 500	1.63	0.781	1.207	HE 500B	1.52	0.811	1.247
IPE 550	1.71	0.764	1.209	HE 550B	1.54	0.805	1.284
IPE 600	1.68	0.770	1.244	HE 600B	1.54	0.805	1.320

Profil	c_r	c / b	β
HE 180A	1.44	0.833	0.913
HE 200A	1.47	0.823	0.891
HE 220A	1.42	0.839	0.912
HE 240A	1.45	0.830	0.922
HE 260A	1.47	0.824	0.950
HE 280A	1.43	0.836	0.936
HE 300A	1.46	0.827	0.946
HE 320A	1.43	0.836	0.988
HE 340A	1.47	0.824	1.023
HE 360A	1.47	0.824	1.048
HE 400A	1.49	0.819	1.073
HE 450A	1.49	0.819	1.160
HE 500A	1.50	0.816	1.240
HE 550A	1.50	0.816	1.280
HE 600A	1.51	0.813	1.310

Ca atare, relatia generala (4.21a) pentru calculul capacitatii de rotire capabile, R_{cap} , se poate scrie pentru cazul cand se ia in considerare racordul profilelor laminate:

$$R_{cap} = c_r(\gamma) \frac{R_u}{\gamma_M} \quad (5.8)$$

In cadrul acestei lucrari s-a folosit programul DUCTROT care nu tine cont de efectul racordului; prin folosirea relatiei simplificate (5.7) se corecteaza rezultatele obtinute de catre program facilitand conditiile de determinare a evaluarii capacitatii de rotire profilelor laminate. Comparand rezultatele obtinute pe cale exacta folosind relatiile (5.5b,c) cu cele obtinute cu DUCTROT corectate cu ajutorul coeficientului c_r se observa o corelare corespunzatoare pentru toata serie de profile laminate (Fig. 5.5).

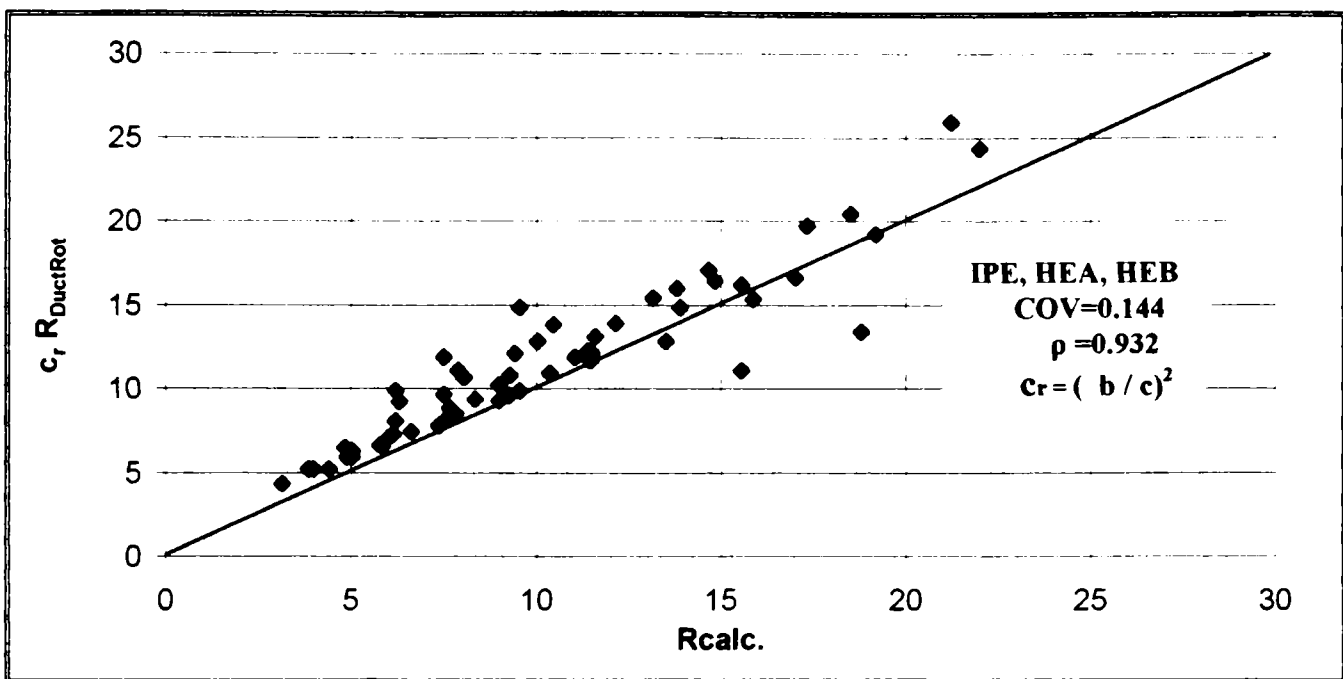


Fig. 5.5 Corelare intre valorile exacte si cele corectate
 Fig. 5.5 Correlation between exact and correct values

Prin urmare cu ajutorul relatiei 5.7 se pot corecta si formulele simplificate (4.29a,b) si (A.IV.10), pentru calculul capacitatii de rotire capabile stalpilor respectiv grinzilor.

5.2.2 Influenta sudurii asupra mecanismului plastic de cedare

Efectele distructive din manifestarile seismice recente asupra nodurilor sudate au atras deosebita atentie in ceea ce priveste efectul sudurii asupra comportarii inelastice ale elementelor imbinare prin sudura. Procedul de sudare produce transformari in cadrul structurii metalului datorita fenomenului termic si tensiunilor interne ce iau nastere in procesul sudarii, conducand la modificarea proprietatilor mecanice ale materialului de baza. In general, se considera ca sudura creste rezistenta elementelor reducand insa deformabilitatea lor. Factori care reduc ductilitatea conducand la comportari fragile sunt legati de materialele folosite, tehnologia de executie, detaliere si conceptie constructiva a pieselor imbinare. Cauzele principale unor asemenea comportari se datoreaza:

- zonei de influenta termica (ZIT) in care se pot forma fisuri datorita supraincalzirii, reducand ductilitatea materialului si crescand duritatea acestuia;
- destramarii lamelare care se manifesta in zona de influenta termica, producand fisuri sub forma de trepte, fiind puncte pentru initiere si propagare a fisurilor in timpul solicitarii. Acest fenomen apare numai in produsele laminate in cazul sudurilor de colt sau in T, mai ales la sudarea pieselor cu grosime mai mare de 15mm;
- electrozilor de hidrogen care introduc hidrogen in zonele de fuziune sau in ZIT marind riscul unei rupe casante;
- lipsei tenacitatii materialului de depunere sudurii;
- echivalentului de carbon, care in cazul in care nu este limitat, reprezinta un potential de generare a fisurilor in zonele afectate termic langa cordoanele de sudura;
- taierii otelului pentru realizarea zonelor de acces care permite sudarea pieselor;
- patrunderii incomplete a sudurii care pe de o parte reduce ductilitatea la nivel de element, iar pe de alta parte reprezinta o sursa de initiere a fisurilor.

Din totalitatea parametrilor de influenta, mentionati mai sus, in prezentul paragraf se va studia tipul imbinarii sudate (sudura de colt cu patrundere completa sau limitata, etc) asupra ductilitatii , ceilalti parametrii fiind de natura metalurgica, mecanica facand parte din alte domenii de stiinta inginereasca (mecanica ruperii, metalurgia, etc).

Pentru asamblarea placilor componente sectiunilor dublu T tipurile de sudura folosite sunt urmatoarele: sudura de colt, sudura cu patrundere partiala sau totala (Fig 5.6a,b,c). Ca in cazul racordului si in acest caz sudura creaza in zona de imbinare intre talpa si inima o portiune rigida care poate influenta forma si lungimea de voalare a talpii. Mecanismele propuse pentru studiul influentei sunt asemanatoare cu cele prezentate in figura 5.3, cu diferenta ca se introduce efectul sudurii prin grosimea, a , a cordonului de sudura (Fig. 5.6d,e,f,g). Se constata ca in situatia patrunderii incomplete a sudurii nu se pot crea conditii de incastrare perfecta intre inima si talpa, talpa rotindu-se chiar in dreptul inimii (Fig.5.6c).

Avand in vedere conceptul teoriei mecanismului plastic de cedare, determinarea rotirii ultime a mecanismului local se face cu ajutorul relatiilor (5.5b,c) pentru mecanismul figurii 5.6, cu deosebirea ca factori adimensionali A , B , introduc efectul sudurii (sudura de colt sau cu patrundere totala) putand fi scrise in felul urmator:

$$A(\chi) = \frac{1}{2} \rho \frac{\beta^2}{\chi} \frac{bt_w}{d^2} + \frac{t_f}{d} \begin{cases} \beta \left(1 + \frac{A_s}{\beta b t_f} \right) & \beta \leq c/b \\ 2\beta \left(\frac{c}{b} + \frac{A_s}{\beta t_f} \right) - \frac{c^2}{b^2} & \beta > c/b \end{cases} \quad (5.8a)$$

$$B(\sim) = \rho \beta \frac{1+\chi}{\chi + \sqrt{\sim}} \frac{t_w}{d^2} + \frac{t_f^2}{d^2} \sqrt{\frac{d}{b}} \begin{cases} 2 \left(1 + \frac{c}{\beta b} \right) \sqrt{\beta} & \beta \leq c/b \\ 3 \sqrt{\frac{c}{b} + \frac{\beta}{\sqrt{c/b}}} & \beta > c/b \end{cases} \quad (5.8b)$$

in care:

- A_s - zona de influenta a sudurii care se ia egala cu $A_s = a (a+t_w)$;
- a - grosimea cordonului de sudura care se ia egal $a \leq 7.0\text{mm}$, $a > 3.0\text{mm}$;
- c - lungimea libera a talpii care se ia $c = b - 0.8a - 0.5t_w$.

Restul termenilor sunt explicitate in paragraful precedent. Pentru $A_s=0$ se obtine influenta sudurii cu patrundere incompleta.

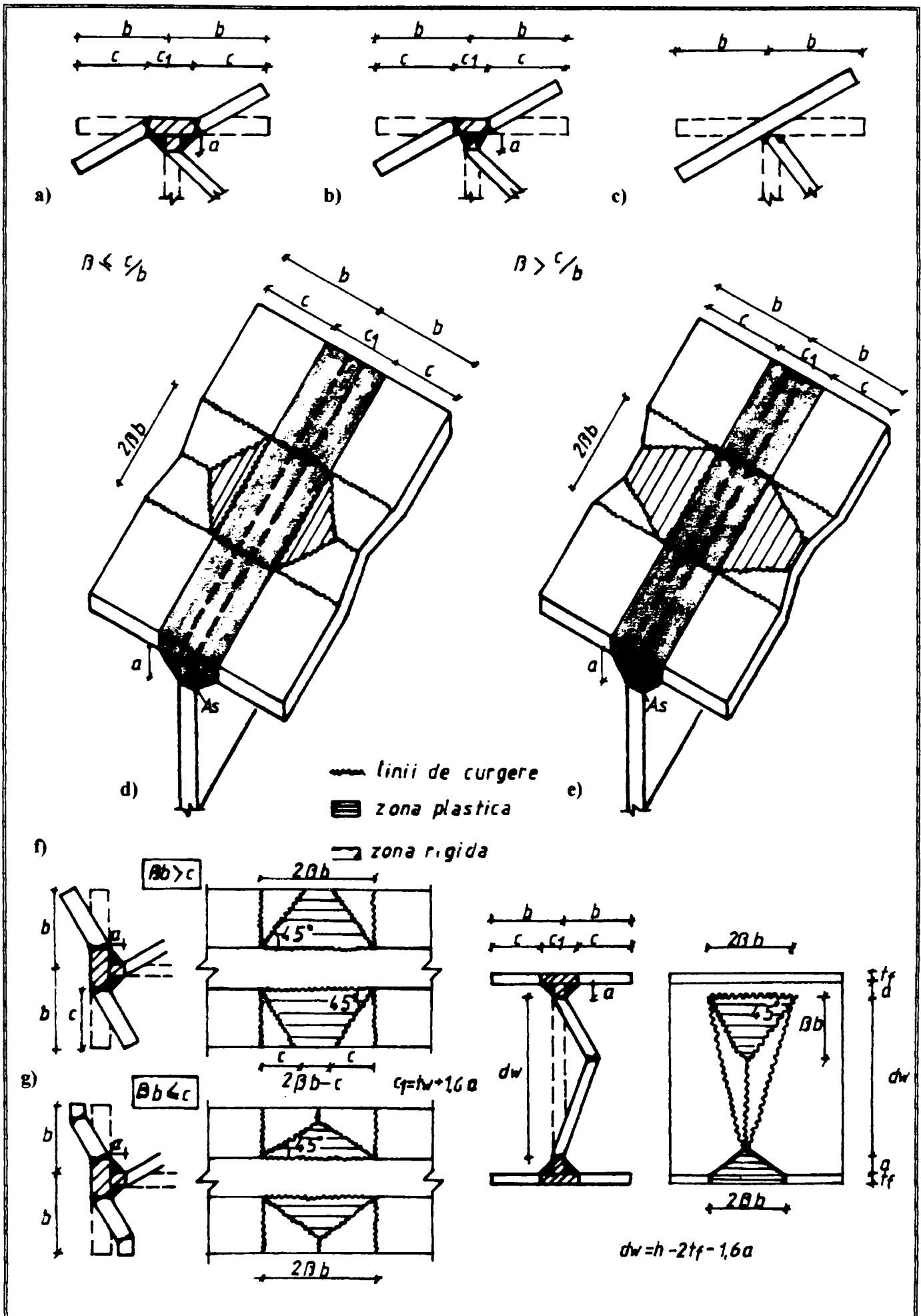


Fig. 5.6 Mecanismul plastic de cedare influentat de sudura
 Fig. 5.6 Plastic collapse mechanism taking into account the weldments

Pentru validarea mecanismului propus in figura 5.7 este necesara compararea acestuia cu valorile obtinute experimental. In literatura de specialitate se gasesc asemenea incercari experimentale^{85,97,109}, (anexa IX, A.IX 2,5,6), pentru profile dublu T sudate (insa nu sunt specificate grosimile cordoanelor de sudura). Neavand grosimile de sudura exacte care s-au aplicat asupra probelor de incercare, pentru determinarea capacitatii de rotire s-au folosit valori medii al grosimii, a_{med} . Din tabelul 5.3 si figura 5.7 se constata o corelare adecvata intre rezultatele obtinute experimental cu cele teoretice, valorile incandrandu-se in limitele variabilitatii ductilitatii elementelor.

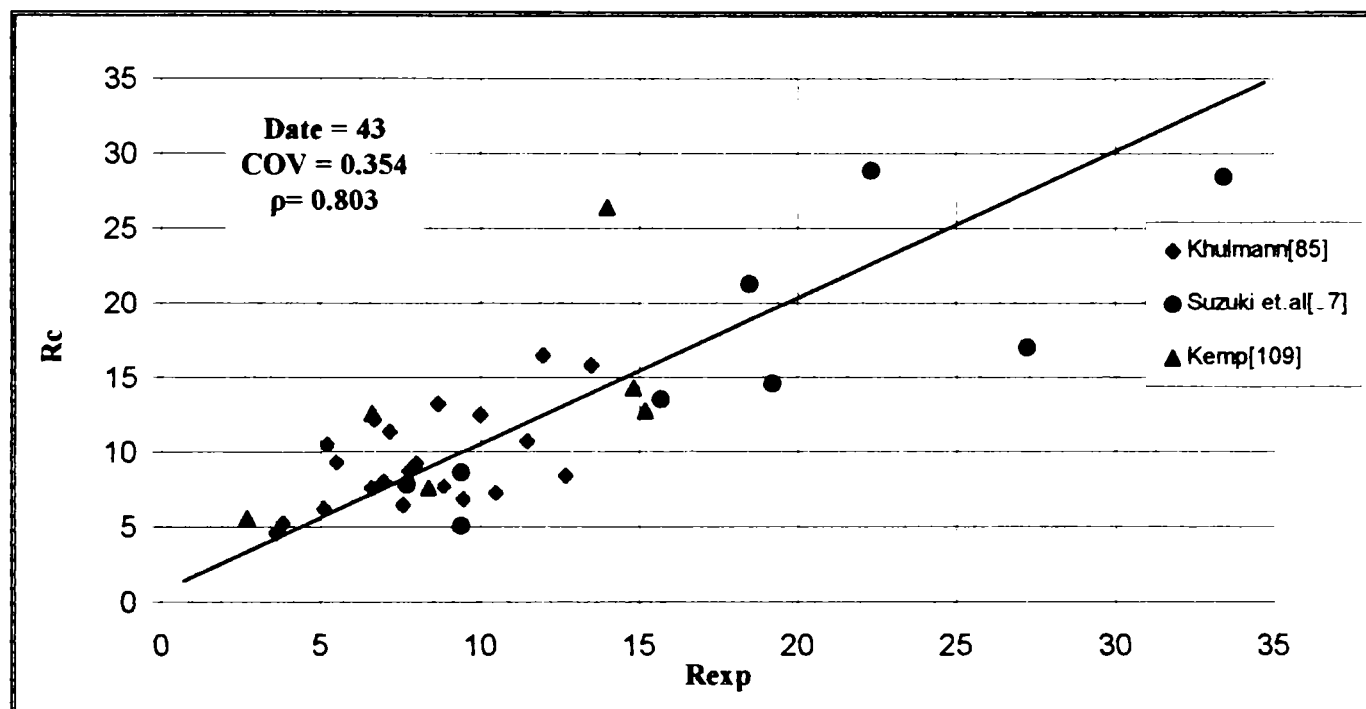


Fig. 5.7 Corelarea intre valorile obtinute experimental cu cele teoretice
Fig 5.7 Correlation between values obtained by experimental and theoretical way

Pentru cuantificarea influentei sudurii, luand in considerare forma mecanismului plastic de cedare, se propune urmatoarea relatie simplificata care tine cont de contributia zonei rigide create de cordonul sudurii, pentru prinderea talpii la inima:

$$c_w = \left(\frac{b}{c}\right)^2 = \left(\frac{b}{b - 0.5t_w - 0.8a}\right)^2 \quad (5.9)$$

unde:

- c_w - coeficientul care tine cont de influenta sudurii (sudura de colt sau cu patrundere completa);
- b - jumatatea lungimii talpii;
- c - lungimea libera a talpii care se ia egal cu $c = b - 0.5t_w - 0.8a$.

Prin utilizarea relatiei simplificate (5.9) se pot corecta rezultatele obtinute cu ajutorul programului DUCTROT, introducand efectul sudurii. Comparand rezultatele exacte cu cele obtinute cu DUCTROT, corectate cu coeficientul c_w , se observa o corelare corespunzatoare (Fig. 5.8).

Tabel 5.3 Compararea între rezultate experimentale cu cele teoretice

Table 5.3 Comparison between experimental and theoretical data

Num.	Sursa	R _{exp}	R _c	R _c /R _{exp}
1	K U H L M A N N [85]	8	9,23	1,15
2		7	7,98	1,14
3		1	2,28	2,28*
4		12,7	8,4	0,662
5		8,6	8,62	1
6		4,6	10,76	2,34*
7		13,5	15,8	1,17
8		11,5	10,71	0,931
9		7,8	8,75	1,12
10		5,5	9,28	1,68
11		8,9	7,69	0,864
12		7,6	6,45	0,85
13		5,1	6,21	1,21
14		3,8	5,25	1,38
15		3,6	4,56	1,267
16		10,5	7,29	0,7
17		9,5	6,87	0,723
18		6,6	7,6	1,15
19		12	16,43	1,375
20		8,7	13,24	1,52
21		7,2	11,34	1,57
22		10	12,5	1,25
23		6,7	12,16	1,81
24		5,2	10,52	1,98
BS-4-4	S	33,4	28,5	0,853
BS-4-5	U	19,2	14,63	0,762
BS-5-4	Z	22,3	28,86	1,29
BS-5-5	U	9,4	8,63	0,918
BL-4-4	K	27,2	17,01	0,625
BL-5-4	I	18,5	21,31	1,15
BL-5-5	et al	7,7	7,82	1,016
BL-4-8	[97]	9,4	5,1	0,542
BL-8-4		15,7	13,51	0,86
1	K E M P [109]	2,7	5,59	2
2		6,6	12,61	1,91
3		2,2	6,38	2,9*
4		15,2	12,75	0,839
5		14,8	14,28	0,964
6		14	26,4	1,88
7		8,4	7,56	0,9
Valoare medie, \bar{x}_m				1,131
Deviere standard, s				0,401
Coeficient de variatie, COV				0,354
Coeficient de corelare, ρ				0,803

* Valorile cu asterisc nu sunt luate in calculul.

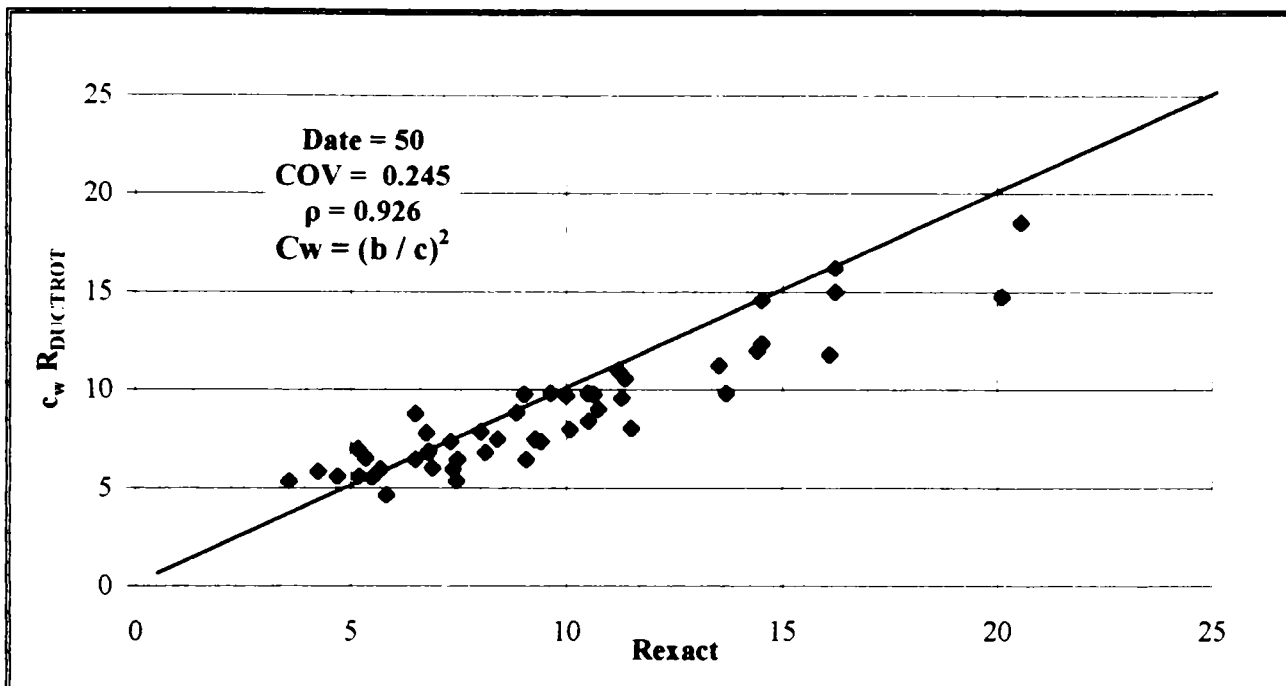


Fig. 5.8 Corelarea intre valorile exacte si cele corectate
 Fig. 5.8 Correlation between exact and corrected values

5.3 Studiul efectului detaliilor constructive sectiunii transversale asupra ductilitatii elementului

5.3.1 Influenta racordului asupra capacitatii de rotire capabile

Avand in vedere propunerea folosirii conceptului clasificarii in clase de ductilitate la nivel de element este necesar sa se studieze efectul detaliilor constructive sectiunii transversale asupra capacitatii de rotire a elementului. Considerand profilele laminate cel mai des utilizate, IPE, HEA, HEB si comparandu-le cu aceleasi profile (dimensiuni geometrice identice) fara a se tine cont de racordul intre inima si talpa se poate constata o crestere foarte importanta a ductilitatii locale (Fig 5.9). Pentru profile IPE se observa o crestere cu 62-64% a capacitatii de rotire, iar pentru profile de tip HEA o crestere cu 38-48% precum si pentru profile HEB o crestere cu 42-48% Fi .5.9a,b,c .

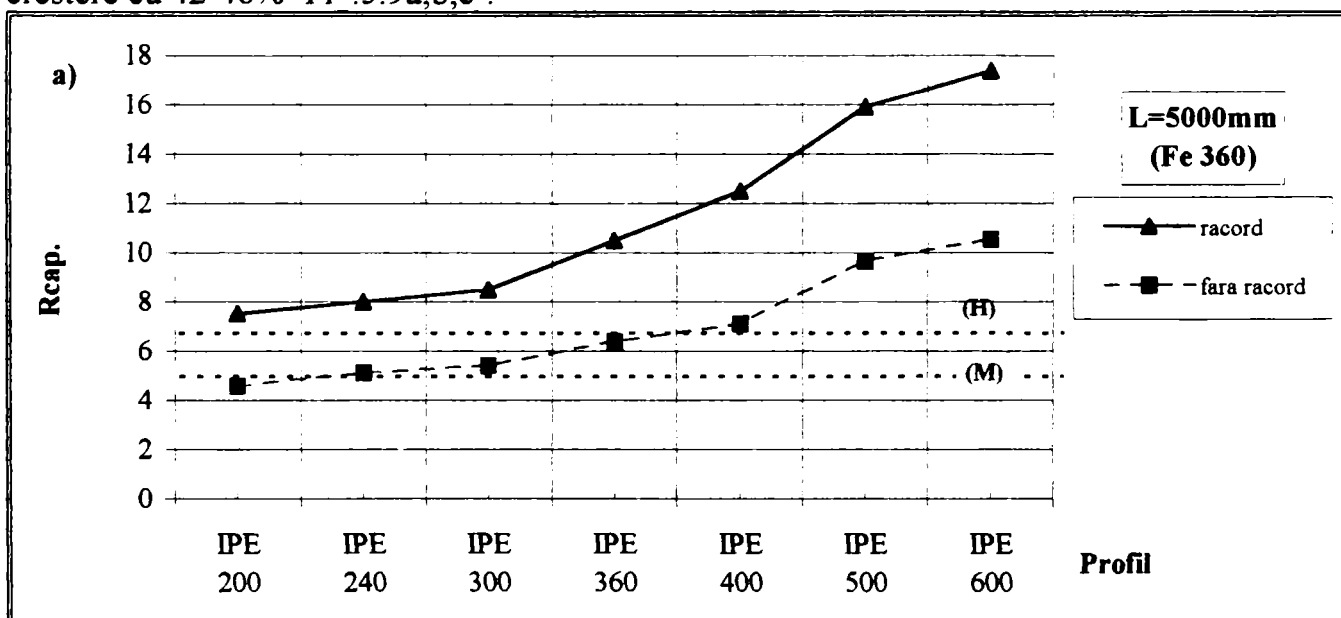


Fig. 5.9 Influenta racordului asupra capacitatii de rotire a) profile IPE
 Fig. 5.9 Influence of junction between flange-web on available rotation capacity a) for IPE profiles

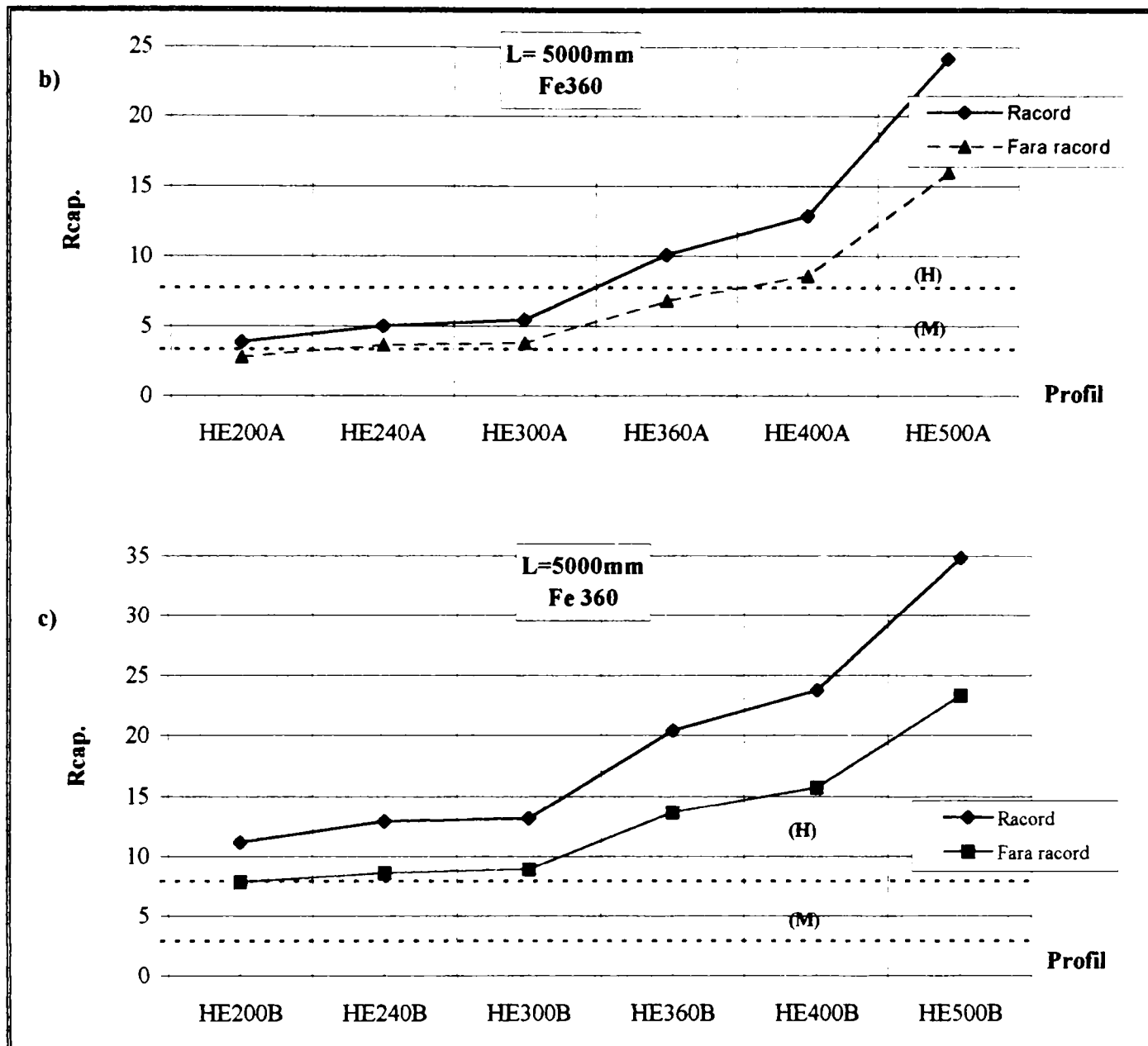


Fig. 5.9 continuare b) profile HEA, c) profile HEB
Fig. 5.9 continued b) HEA profiles, c) HEB profiles

Trebuie remarcat faptul ca efectul racordului confera profilelor laminate de tip IPE o crestere a ductilitatii capabile cu 15-24% mai mare in comparatie cu sectiunile de tip HEA sau HEB. Prin urmare profile IPE prezinta rezerve de deformare mai mari. In general profilele mai inalte cu talpi mai scurte fata de inaltimea sectiunii sunt mai ductile decat profilele cu talpi late.

Efectul zonei rigide, A_r , este prezentat in figura 5.10; se constata ca cresterea zonei rigide contribuie la marirea capacitatii de rotire. Astfel, se demonstreaza si din acest punct de vedere ca limitele de suplete b / t_f , d / t_w , nu pot fi abordate independent, pentru ca zona rigida reduce lungimea de voalare si dezvoltatiile de incastare a talpilor in inima si a inimii in talpi.

De asemenea, privind conditia de rupere, $R_{cap} / R_r \leq 1.0$, racordul produce marirea capacitatii de rupere fata de situatia cand aceeasi sectiune nu ar avea aceasta portiune rigida (Fig. 5.11). In ansamblu, racordul poate conduce la o eventuala initiere a unor fisuri, totusi efectul lui este favorabil deoarece creaza conditiile stabile de rotire a talpii si ca atare elementul poate disipa o cantitate de energie, indusa de seism, mai mare. Se cunoaste ca zona de racord este o

zona cu limita de curgere ridicata si raport f_y/f_u la fel ridicat, dar materialul prezinta tenacitate redusa^{80,134}; totusi nu exista observatii de initiere de rupere datorita acestei zone numai din conditii de aplicare a fortelor exterioare, dar exista observatii de rupere datorita efectului termic a sudurii¹³⁴.

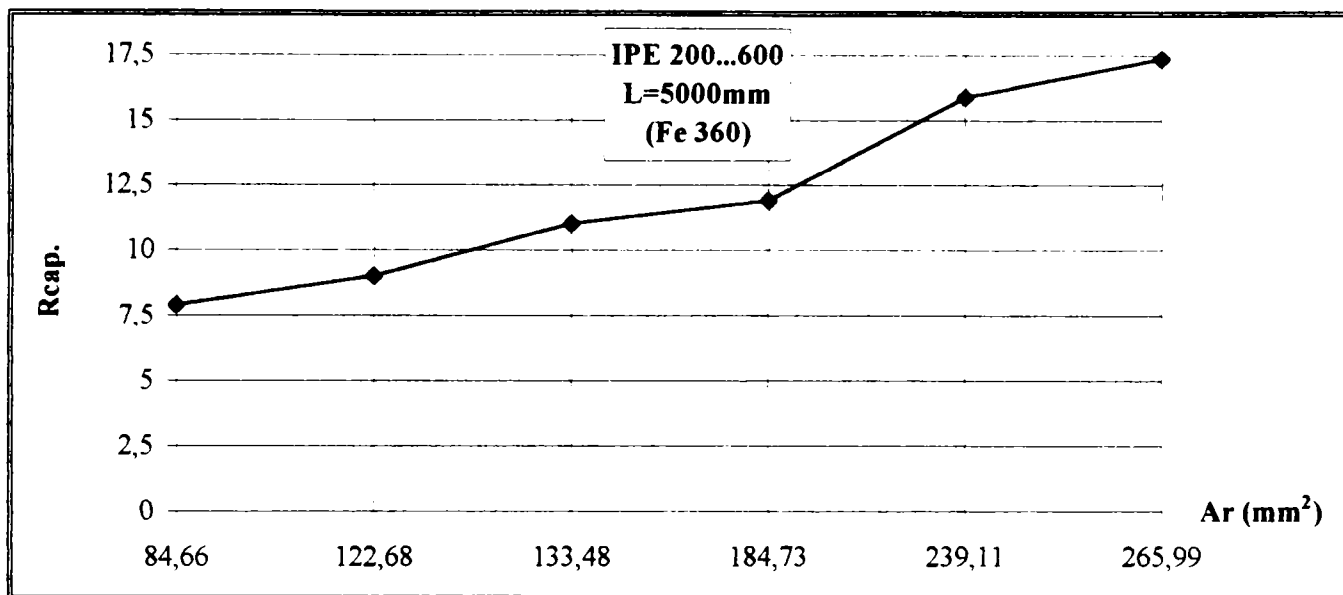


Fig. 5.10 Influenta zonei rigide
Fig. 5.10 Influence of rigid zone

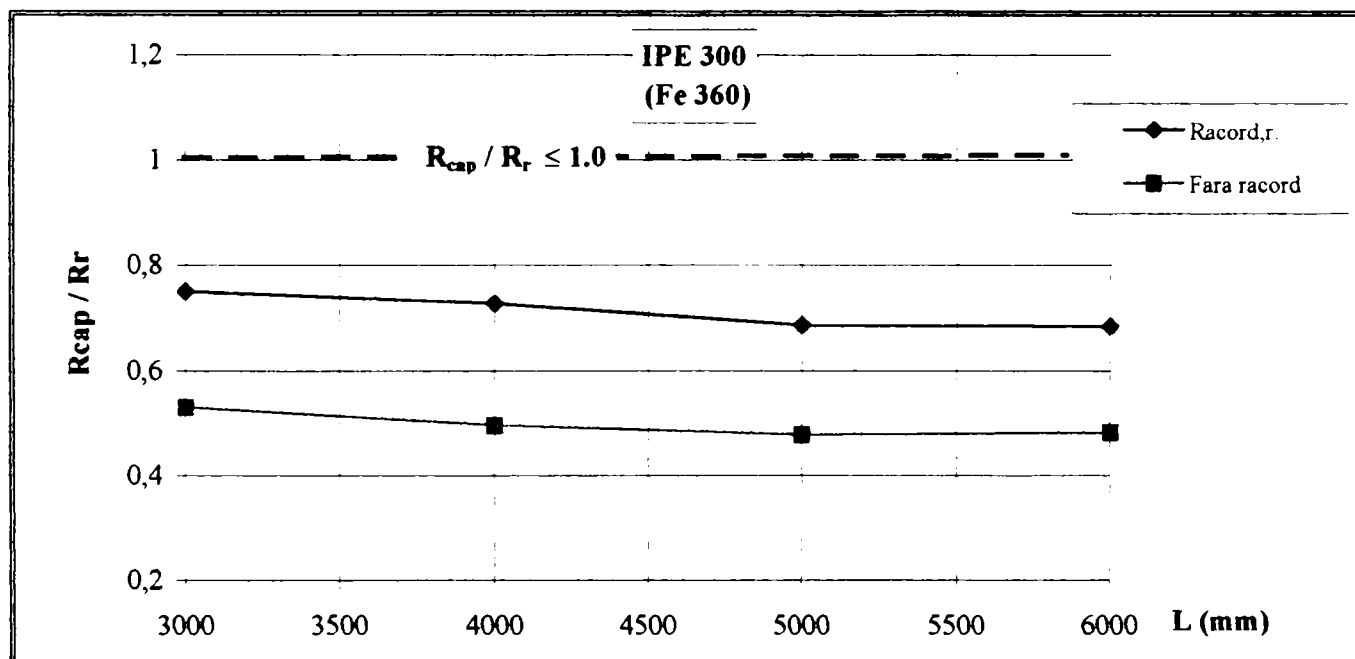


Fig. 5.11 Influenta racordului asupra capacitatii de rupere
Fig. 5.11 Influence of junction on fracture rotation

5.3.2 Influenta cordonului de sudura asupra capacitatii de rotire capabile

Pentru realizarea acestui studiu se considera geometria profilelor laminate IPE, HEB, inlocuind racordul cu raza, r , cu grosimea, a , a cordonului de sudura (sudurile fiind de colt sau cu patrundere completa sau partial incompleta), profilele fiind notate pentru nevoile analizei cu IPEs, HEBs (ex. IPEs200, profil sudat cu dimensiunile sectiunii IPE 200).

Din figura 5.12 se observa ca in situatia profilelor sudate fie cu sudura de colt fie cu sudura cu patrundere completa (abordarea se face identic deoarece se considera ca ambele solutii realizeaza aceleasi conditii de incastrare a talpii si inimii) se obtine o crestere a capacitatii de rotire capabile intre 7-11% fata de solutia sudurii cu patrundere incompleta care permite rotirea talpii chiar in dreptul inimii, neavand o zona, $A_s = 0$, suficient de rigida.

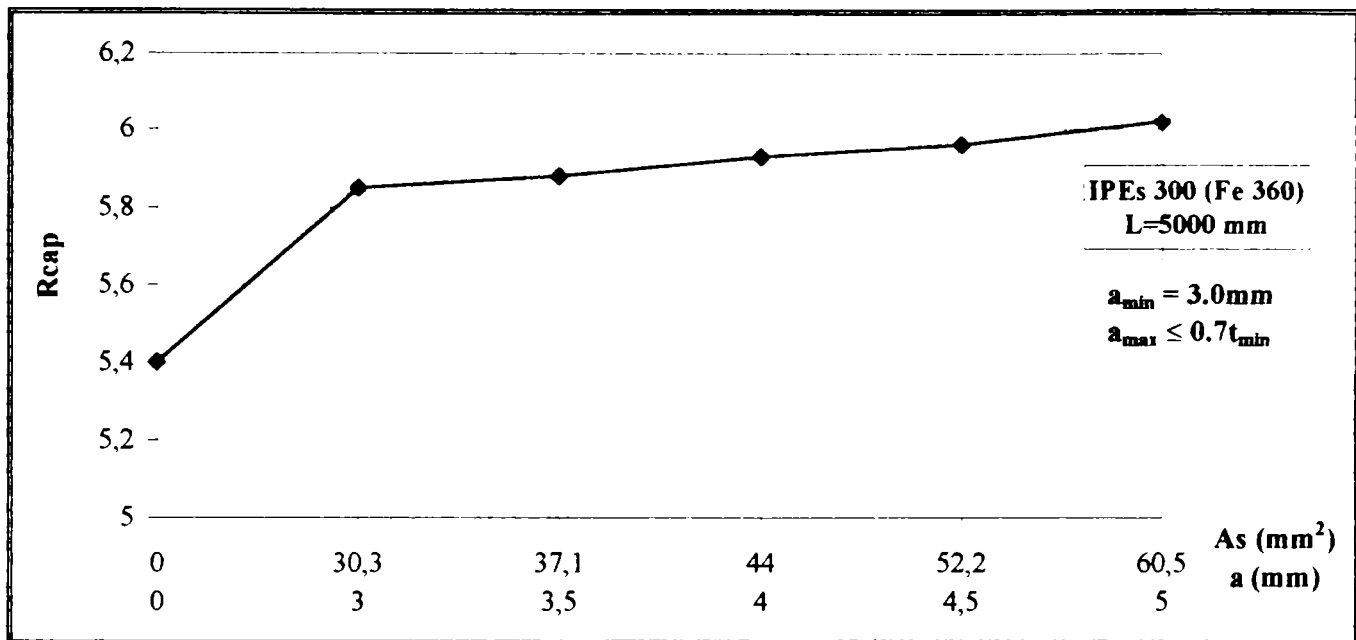


Fig. 5.12 Influenta sudurii asupra capacitatii de rotire

Fig. 5.12 Influence of welding dimensions on available rotation capacity

Comparand cele 2 solutii posibile de realizare a unei sectiuni (laminare, sudate cu diferite tipuri de suduri) se demonstreaza superioritatea profilelor laminate prezentand o ductilitate cu 55-65% mai mare fata de sectiuni sudate cu patrundere incompleta si cu 18-45% fata de sectiuni prinse cu sudura de colt (Fig. 5.13a). Asemenea concluzii rezulta si in cazul profilelor cu talpi late (Fig. 5.13b).

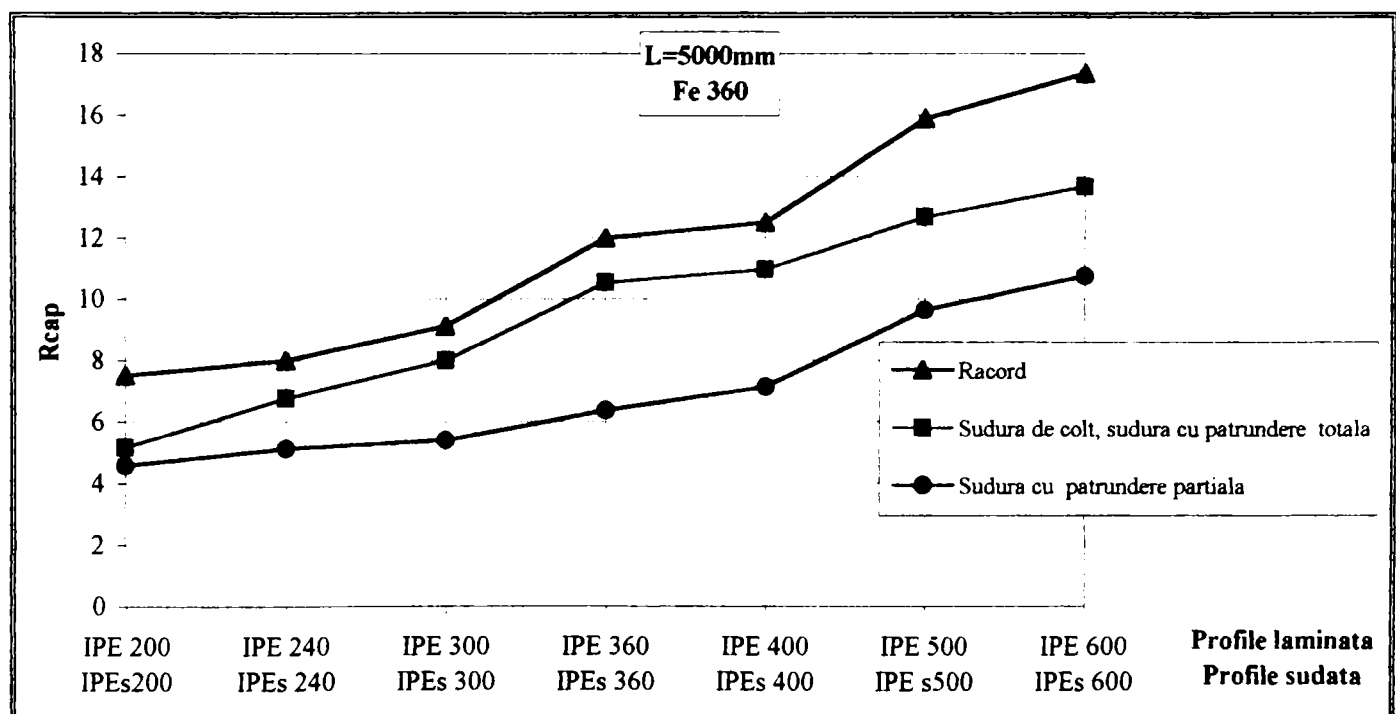


Fig. 5.13 a) Comparatia solutiilor laminate-sudate

Fig. 5.13 a) Comparison between hot rolled sections and welded built-up sections

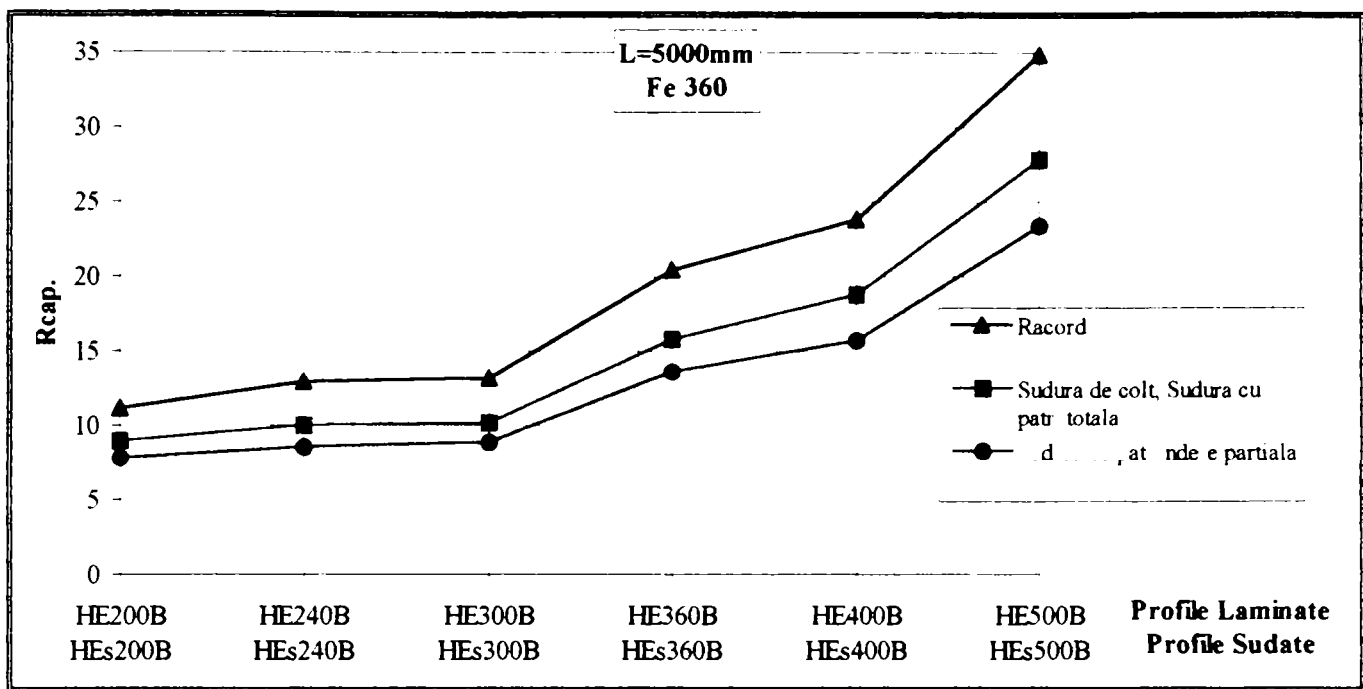


Fig. 5.13 continuare b) Comparatia solutiilor laminate-sudate

Fig. 5.13 continued b) Comparison between hot rolled sections and welded built-up sections

Avand in vedere faptul ca utilizarea sudurii introduce o serie de influente asupra comportarii postelastice, prezentate pe scurt in §5.2.2, precum si rezultatele figurii 5.13a,b, se recomanda pentru zonele seismice folosirea in exclusivitate a profilelor laminate. In cazuri speciale se pot admite si sectiuni sudate, dar sudurile trebuie executate cu patrundere completa, asigurandu-se totodata ca ruperea sectiunii nu se va produce in cordonul de sudura.

5.4 Influenta imperfectiunilor geometrice initiale asupra capacitatii de rotire

Imperfectiunile geometrice initiale pot proveni datorita procesului fabricarii necorespunzator care in cazul profilelor dublu T pot fi:

- la nivel de sectiune transversala, cand talpile nu se incadreaza in conturul 'dreptunghiular' a sectiunii, ele avand o rotire initiala (Fig. 5.14a);
- la nivel de element, cand iese din plan avand o sageata maxima, eg, la mijlocul lungimii (Fig.5.14b).

Tolerantele acestor imperfectiuni se prezinta in tabelul 5.4 conform normativelor BS-EN10034-93, DIN 1025.

Tabel 5.4 Tolerante de imperfectiuni geometrice conform BS-EN10034-93, DIN 1025.

Table 5.4 Rolling tolerances in conformity of BS-EN10034-93, DIN 1025.

BS-EN				DIN 1025 (IPE)			
Tolerantele la nivel de sectiune transversala		Tolerantele la nivel de element		Tolerantele la nivel de sectiune transversala		Tolerantele la nivel de element	
Latimea talpii (b) (mm)	K' (mm)	Inaltimea sectiunii (h)	e_g (mm)	Latimea talpii (b) (mm)	K' (mm)	Inaltimea sectiunii (h)	e_g (mm)
pana 55	1.50	180<h<360	0.15% L	pana 60	1.0	h < 360	0.10% L
mai mare de 55mm	2% din b max. 6.5mm	h > 360	0.10% L	60 < b < 300	1.5% b	h > 360	0.15% L

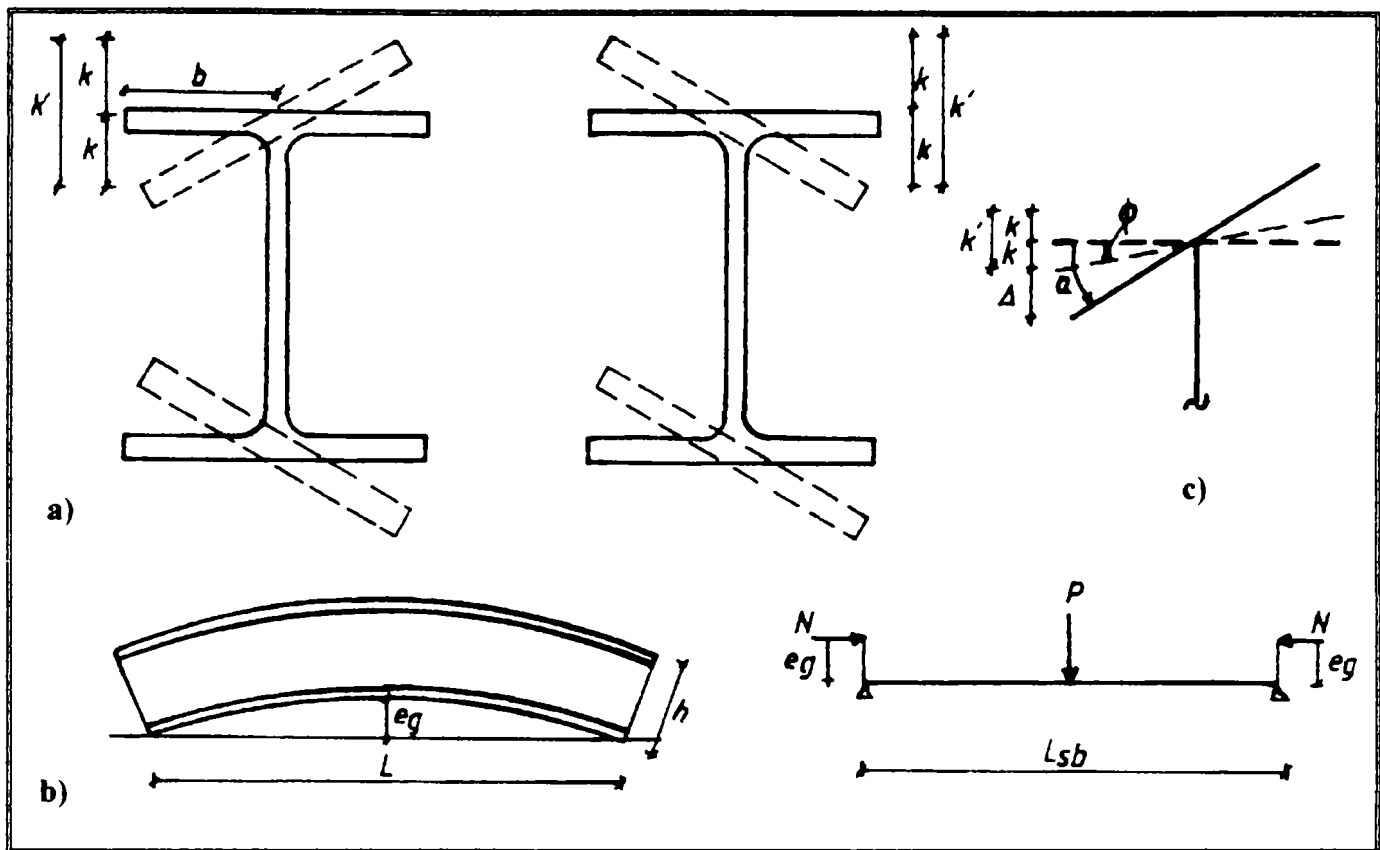


Fig. 5.14 Imperfectiuni geometrice a) la nivel de sectiune transversala, b) la nivel de element
 Fig. 5.14 Initial geometric imperfections a) at the level of cross-section, b) at the level of member

De obicei in calculul stabilitatii se iau in calcul imperfectiunile geometrice. In acest context ar fi interesant studiul acestor imperfectiuni asupra comportarii postelastice a elementului. Trebuie mentionat ca imperfectiunile geometrice pot influenta ductilitate in doua modalitati: fie ca imperfectiunile geometrice contribuie la schimbarea formei mecanismului de voalare (de pilda de la un mecanism de voalare in plan la un mecanism in afara planului), fie ca acestea sa afecteze mecanismul considerat propriu zis datorita rotirii initiale a talpilor sau a elementului. In cadrul acestui studiu se detaliaza al doilea aspect, considerand ca elementul este asigurat impotriva flambajului prin incovoiere-torsiune.

Analiza efectului imperfectiunilor sectiunii transversale se bazeaza pe mecanismul presupus din figura 5.3, folosand teoria mecanismului plastic. Se considera ca asupra mecanismului se introduce o rotire initiala, ϕ , a talpii (Fig. 5.14c); scriind lucrul mecanic interior, relatia (5.1), dupa efectuarea unor calcule, are urmatoarea forma:

$$\frac{W_{int}}{2bd^2f_{yf}} = \left(A(\chi) + B(\chi) \frac{1}{\sqrt{\theta}} - D(\chi) \frac{1}{\theta} \right) \theta \quad (5.10)$$

in care :

$A(\chi)$, $B(\chi)$ - coeficienti adimensionali definiti in (5.2a,b).

Termenul $D(\chi)$ introduce influenta imperfectiunilor geometrice initiale la nivel de sectiune transversala, fiind egal cu:

$$D(\chi) = \frac{t_f^2}{bd^2} \varphi \begin{cases} \left[c + \frac{1}{2}(c - \beta b) + \beta b \right] & \beta \leq c/b \\ (\beta b + c\sqrt{2}) & \beta > c/b \end{cases} \quad (5.11)$$

unde:

c, β, b - parametri definiti in §5.2.1;

φ - rotirea initiala a talpii provenita dintr-o imperfectiune initiala a talpii si se ia egala cu $\varphi = k/b$.

Lucrul mecanic exterior din relatia (5.3) nu se modifica. Egaland cele doua lucruri mecanice, $W_{int} = W_{ext}$, considerand $\delta=1$, rezulta o ecuatie de tip (5.5a):

$$C = m_{pnq} \left(A + B \frac{1}{\sqrt{\theta}} - D \frac{1}{\theta} \right) \quad (5.12)$$

Prin rezolvarea ecuatiei se obtine rotirea ultima a mecanismului plastic tinand cont de imperfectiunile geometrice sectiunii transversale :

$$\theta_u = m_{pnq} \left(\frac{B + \sqrt{B^2 + 4(C - A)D}}{2(C - A)} \right)^2 \quad (5.13)$$

Impunand in (5.13) $D=1.0$ se regaseste relatia 5.5a, 5.5b.

Pentru cuantificarea influentei imperfectiunilor in figura 5.15 se prezinta valorile capacitatii de rotire capabile pentru cateva profile de tip IPE, HEB. Se constata ca pentru o imperfectiune geometrica incadrata in tolerantele normate, se obtine o scadere nesemnificatoare intre 1-2% atat pentru IPE cat HEB. Numai in cazul cand se considera o imperfectiune destul de mare, $k=7\text{mm}$, se observa o reducere cu 5-6%. Pentru studiul imperfectiunii geometrice datorita curburii elementului se poate folosi grinda standard impunand o anumita excentricitate, e_g , egala cu sageata maxima care apare la mijlocul deschiderii (Fig. 5.14b). Din figura 5.16 se poate observa ca si in aceasta situatie capacitatea de rotire a elementului nu este influentata.

Concluzionand, se poate enunta ca efectul imperfectiunilor geometrice initiale se poate neglija in calculul ductilitatii, avand in vedere efectul redus in comparatie cu ceilalti parametri de influenta cum sunt efectul variabilitatii caracteristicilor mecanice ale otelului, efectul vitezei de incarcare etc. Privand aspectul influentei imperfectiunilor geometrice initiale asupra modului de voalare (in plan, in afara planului) a elementelor, in lucrarea lui Earl¹²⁷ se mentioneaza ca acestea pot contribui la schimbarea mecanismului reducand ductilitatea locala pana la 40%, cand de la un mecanism in plan datorita imperfectiunilor geometrice se produce un mecanism in afara planului. In acest context, efectul imperfectiunilor geometrice ar trebui luat in considerare in cazul incercarilor elementelor izolate, deoarece in aceasta situatie elementul poate usor sa iasa din plan in timpul incercarii chiar daca este asigurat, reprezentand o eventuala cauza a nedeveloparii complete a capacitatii de rotire in timpul incercarii. In schimb, in cazul elementelor care fac parte dintr-o structura nu exista aceasta posibilitate, deoarece de pilda rigla unui cadru este asigurata impotriva flambajului prin incovoiere-torsiune fie datorita planseului (partea superioara) fie datorita grinzilor secundare ale planseului (partea inferioara).

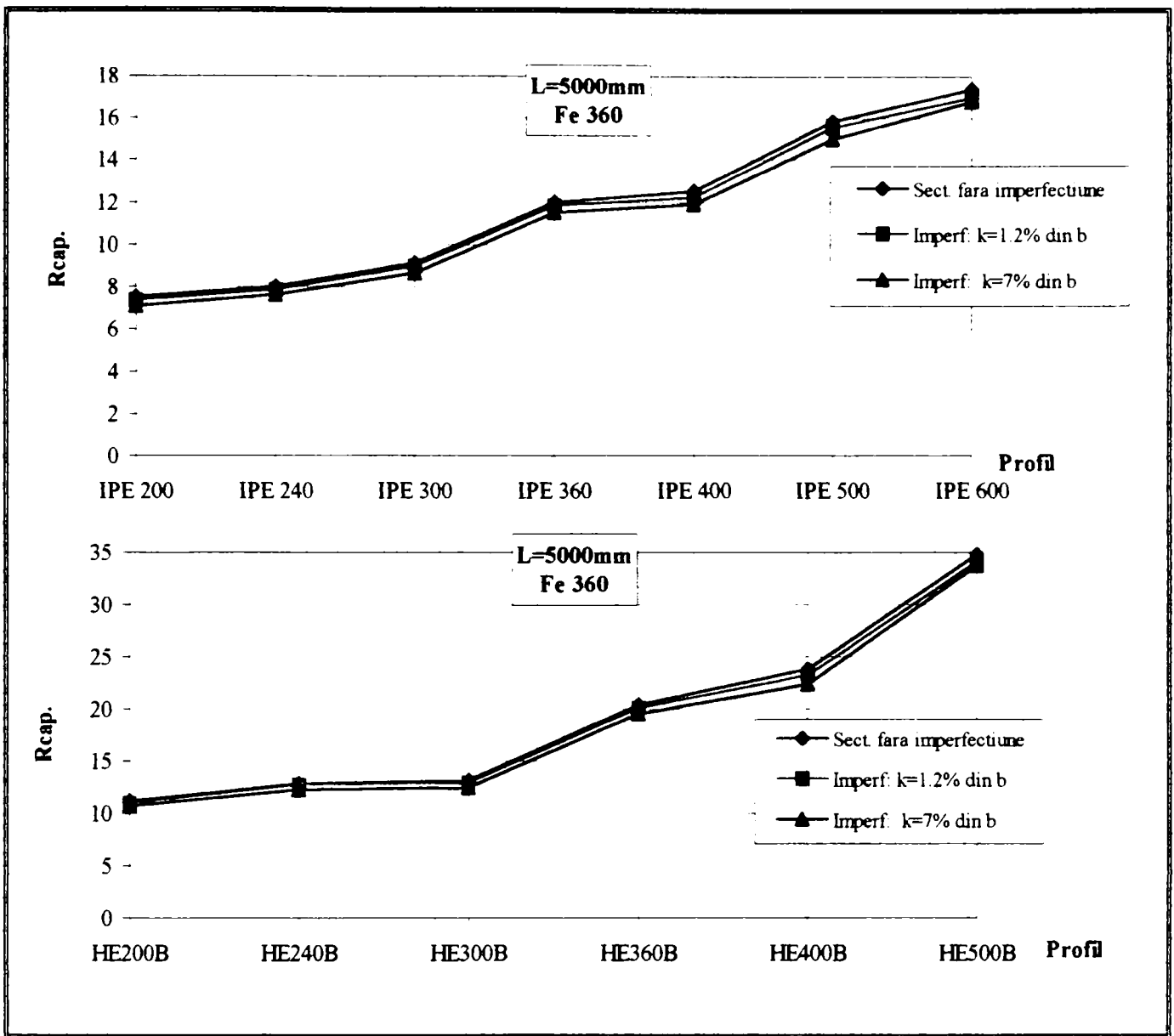


Fig. 5.15 Infuenta imperfectiunilor initiale geometrice a sectiunii transversale asupra rotirii
Fig. 5.15 Influence of initial cross-section imperfection due to out of squareness on rotation

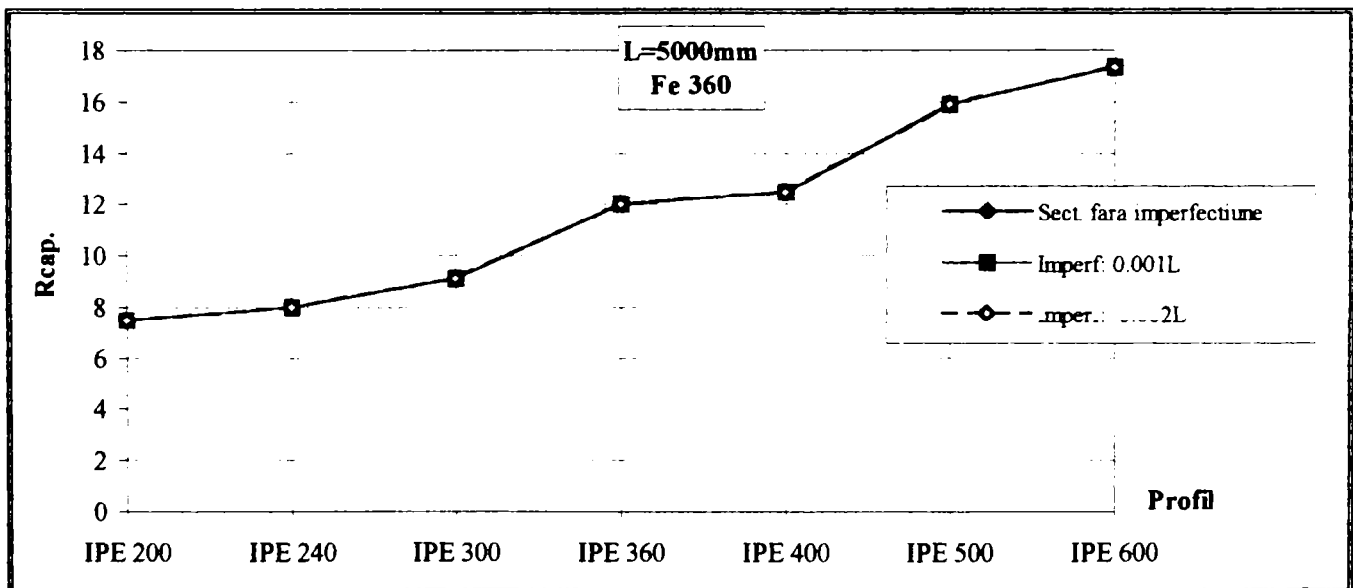


Fig. 5.16 Infuenta imperfectiunilor geometrice initiale a elementului datorita neliniaritatii
Fig. 5.16 Influence of initial geometrical imperfections due to element straightness on available rotation capacity

5.5 Influenta detaliilor constructive la nivel de element

5.5.1 Consideratii generale

Se stie ca pentru dezvoltarea unui mecanism ductil, disipativ de energie seismica, trebuie ca ansamblul **stalp-nod-grinda** sa fie conformat in asa fel incat sa permita plasticizarea unor elemente componente (grinda, panoul de legatura), iar restul elementelor (stalp, sistemul de imbinare) sa ramina in stadiul elastic. Acest concept este prescris in majoritatea normativelor antiseismice (EC-8, P100-92, N.E.A.K etc). In realitate, cand cadrele de 'incovoiere' au fost incercate in 'laboratorul naturii', in timpul ultimelor evenimente seismice, s-a demonstrat o comportare complet diferita, in zonele care creaza conditiile de dezvoltare a mecanismului disipativ aparand cedari casante. Pe de alta parte, aceleasi sisteme care au capatat increderea lumii ingineresti, avand o popularitate mare dupa anii 60' cu evolutia tehnologiei sudurii, s-au comportat corespunzator la o serie de manifestari seismice cu caracteristici diferite, San Fernando, 1971, Mexico City, 1985, Loma Pieta, 1989, Vrancea, 1977. Ca atare se pune intrebarea "care a fost cauza avariilor repetate produse la anumite zone si la aproape toate cadrele de acest tip atat in cazul seismului din Northridge cat si in cazul seismelor din Kobe?" Din analiza unei bibliografii vaste de specialitate^{16,18,20,80,134,135,136,137} se constata ca nu poate rezulta natura exacta a avariilor care poate fi de natura structurala si de proiectare, de natura metalurgica si de material, de natura specifica a actiunii seismice sau in ultimul rand o combinatie ale acestora (Fig. 5.17). Totusi trebuie subliniat ca in urma inspectiilor structurilor avariate a rezultat ca unele din avarii produse in cazul cutremurilor trecute au ramas nedetectate si prin urmare datorita acumularii lor au aparut unele din cedările casante neprevazute¹³⁴.

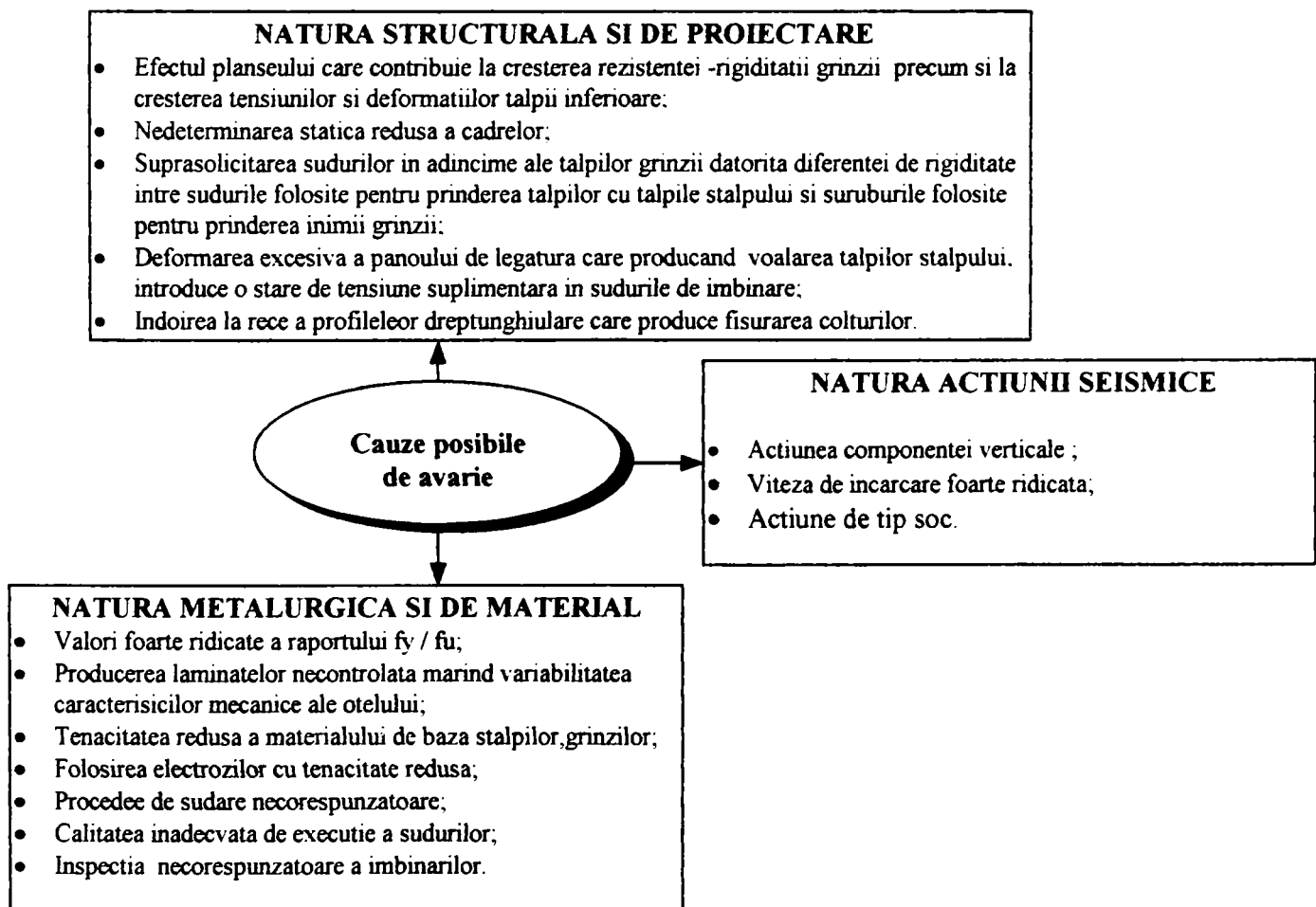


Fig. 5.17 Cauze posibile de producere a avariilor de tip casant

Fig. 5.17 Possible factors causing brittle damages altering the formation of a dissipativ mechanism

Pe de alta parte studiand rezultatele experimentale efectuate atat in Europa^{47,138} cat si in S.U.A.¹³⁴, Japonia¹³⁵ se pot remarca doua lucruri foarte importante:

- semnalarea majoritatii avariilor produse din seismele recente in cadrul incercarilor de laborator;
- deosebita influenta a alegerii detaliilor constructive asupra rezistentei si ductilitatii nodului. Disponerea unor rigidizari de continuitate pe inima stalpului in continuare cu talpile grinzii sau rigidizari pe inima grinzii, pot crea conditii diferite de disipare a energiei, functie de “compunerea” elementelor imbinarii grinda-stalp.

Conceptul stalp puternic-grinda slaba (SP-GS) necesita alegerea corecta a solutiei constructive pentru realizarea formarii articulatiilor plastice in grinzi si nu in stalpi. In cadrul codurilor moderne antiseismice^{26,45,48} se presupune ca articulatiile plastice se formeaza la interfata intre grinda si stalp; firesc se pun intrebarile: “avand in vedere factori de influenta din figura 5.17, in ce conditii imbinarea poate sa dezvolte cerinte asa de mari de ductilitate ca cele rezultate in cazul seismelor severe?”, “Panou de legatura trebuie sa contribuie la rotirea plastica totala a grinzii sau sa ramina o zona, pe cat posibil, neplastificata?”, “Este posibil prin proiectarea capacitatii de rezistenta, in asemenea conditii, sa se realizeze imbinari in conditii economice si de siguranta?”. Raspunsul a fost incercat sa fie dat prin lansarea unor programe mari de cercetare experimentala atat in SUA^{134,139} cat si in Japonia^{20,135} si Europa (RECOS). Rezultatele acestor experimente au evidentiat cauzele principale de avariere dar nu au reusit sa confere solutii “impecabile” nevulnerabile, deoarece factori de influenta care pot interveni sunt foarte multi, neputand fi eliminati sau controlati in totalitate. Prin urmare, abordarea trebuie sa se faca intr-un cadru general in care **reducerea riscului avarierii se va diminua prin aplicarea unor strategii, atat la nivel local cat si la nivel global, realizandu-se conditii stabile de dirijare a articulatiilor plastice in locuri bine predeterminate, prin folosirea anumitor procedee constructive si de conformare (de exemplu solutia “dog-bone”, solidarizarea nodului, elemente disipative speciale in zona nodului, etc) avand drept scop reducerea solicitarii in zona de imbinare grinda-stalp precum si micșorarea efectului variabilitatii caracteristicilor mecanice ale otelului.**

Un rol foarte important il joaca modul de proiectare si de executie specific traditional precum si modul de fabricare a profilelor laminate care variaza intre S.U.A, Japonia si Europa. Incercarile experimentale efectuate in S.U.A¹³⁴ si Japonia¹³⁵ ar trebui privite in cazul Europei mai mult din punct de vedere calitativ, intelegand modul general de comportare si mecanismul de avarie posibil produs, deoarece sunt deosebiri in ceea ce priveste dimensiunile profilelor laminate, detalierea imbinarilor, executiei sudurilor etc.

5.5.2 Detalii constructive pentru dirijarea formarii ale articulatiilor plastice

(i) Conceptul de solidarizare a nodului

In cadrul conceptului de solidarizare a imbinarii zona de prindere se intareste corespunzator cu ajutorul unor placi suplimentare, realizand pe de o parte reducerea solicitarii prinderii si pe de alta parte indepartarea articulatiei plastice de la fata stalpului. Aceasta solidarizare se poate crea folosand rigidizari verticale (ribs) sau compuse (verticale si inclinate, haunches), placi dreptunghulare suplimentar pe talpile grinzii (cover plates), placi suplimentare dispuse lateral (side plates) sau solutii hibride (Fig. 5.18a,b,c,d,e). Conceptul de proiectare se bazeaza pe ideea cresterii rezistentei nodului in zona suprasolicitata, cum rezulta din diagrama momentului necesar si dimensionarea grinzii conform conditiilor starii limita ultima si de serviciu. In acest context, articulatia plastica se formeaza in zona cea mai slaba, in imediata apropiere a zonei solidarizate, neafectand imbinarile sudate sau cu suruburi, dar afectand o zona a grinzii prin formarea unui mecanism plastic care se poate repara usor (Fig. 5.19).

TIP	REPREZENTARE SCHEMATIZATA
<p>A) SOLIDARIZARE CU RIGIDIZARI VERTICALE</p>	
<p>B) SOLIDARIZARE CU RIGIDIZARI COMPUSE (vertical, inclinate)</p>	
<p>C) SOLIDARIZARE CU PLACI SUPLIMENTARE</p>	

Fig. 5.18 Reprezentare a diferitelor solutii in cadrul conceptului solidarizarii nodului
Fig 5.18 Schematic representation of different reinforcing solutions

TIP	REPREZENTARE SCHEMATIZATA
<p>D) SOLIDARIZARE CU PLACI LATERALE</p> <ul style="list-style-type: none"> • extinse pe o parte • extinse pe toata partea laterala. 	
<p>E) SOLUTIE HIBRIDA</p>	

Fig. 5.18 continuare
Fig 5.18 continued

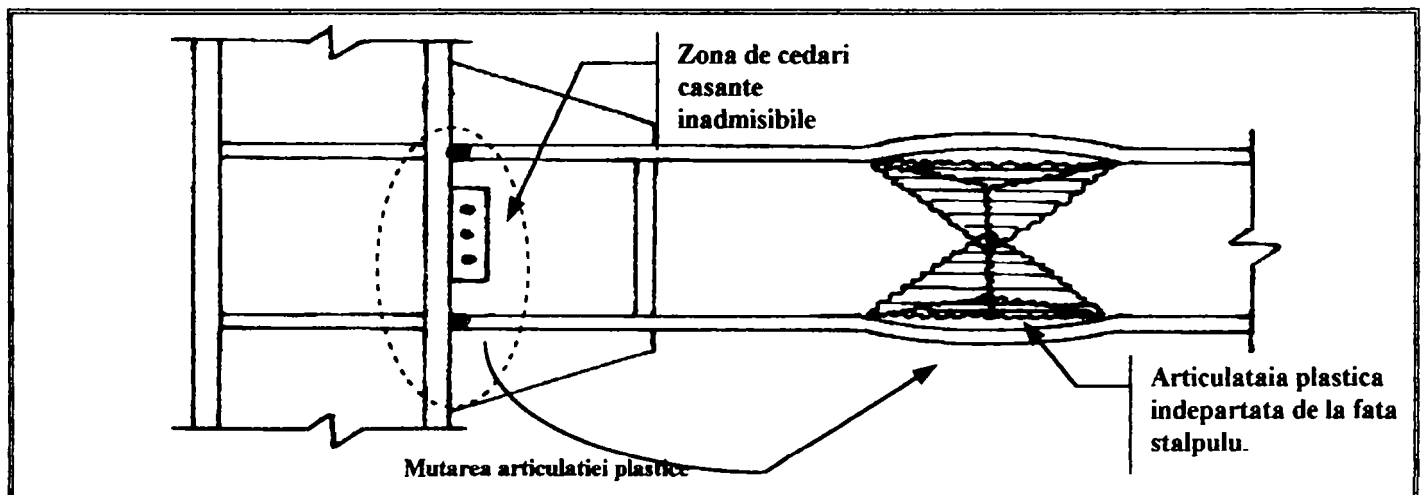


Fig. 5.19 Schematizarea efectului conceptului solidarizării nodului
Fig 5.19 Basic effect of the reinforcing concept

Asemenea solutii prezentate schematic in figura 5.18 au fost incercate la incovoiere ciclica in laboratoarele Universitatilor din Texas si Berkeley in cadrul programelor de cercetare AISC¹³⁹, SAC¹³⁴ post-seism. Metodologia de incercare folosita a fost conform ATC-1992, dar modul de rata cresterii vitezei de incercare precum si efectul planseului nu au fost luate in considerare. In continuare se prezinta observatii importante asupra comportarii acestor solutii:

Pentru cazul solutiei cu **rigidizari verticale sau cu rigidizari compuse (verticale si inclinate)** (Fig. 5.18a,b):

- In general aceste solutii si in special cazul cu rigidizari inclinate, au demonstrat o comportare inelastica corespunzatoare; initial se observa o degradare a rezistentei dupa care urmeaza voalarea talpilor si inimii absorbandu-se o cantitate mare de energie prin dezvoltarea unui mecanism departe de fata stalpului, iar cu cresterea solicitarii se formeaza fisuri in zona de imbinare intre talpa grinzii si rigidizarea (anexa A.XIIIb);
- Mecanismul local plastic se formeaza la o distanta $h / 3$ de la muchia rigidizarii, unde h este inaltimea sectiunii;
- Capacitatea portanta in momentul rotirii plastice ultime nu se reduce sub momentul plastic sectiunii, folosand limita de curgere minima, $M_{Rd} > W_{pl} f_{ymin}$;
- Panoul de legatura nu se plastifica aproape deloc, toata rotirea inelastica se concentreaza la grinda in zona nerigidizata, in apropierea rigidizarii (anexa A.XIIIb);
- Aceste solutii constructive prezinta, pe de o parte o nedeterminare statica ridicata, pe de alta parte dispunerea rigidizarilor creste inaltimea panoului de legatura, reducand zona in care panoul poate sa se plastifice.

Pentru cazul solutiei cu **placi suplimentare dispuse pe talpile grinzii** (Fig. 5.18c):

- Comportarea foarte slaba, remarcata in anumite incercari, provine datorita cedarii casante ale sudurilor talpii superioare sau a sudurilor placilor suplimentare in zona de imbinare grinda -stalp, sau a fisurarii talpilor stalpului in zona de imbinare;
- In cazul unei comportari adecvate se observa mai intii degradarea succesiva a rezistentei, voalarea talpilor si a inimii dupa care apare initierea fisurilor in sudurile de imbinare atat la talpi cat si la placi suplimentare (anexa A.XIIIa);
- Mecanismul local plastic se formeaza la o distanta $h / 4$ de la muchia rigidizarii, unde h este inaltimea sectiunii;
- Capacitatea portanta in momentul rotirii plastice ultime nu se reduce sub momentul plastic al sectiunii, folosand limita de curgere minima, $M_{Rd} > W_{pl} f_{ymin}$;
- Panoul de legatura (panel zone) nu se deformeaza puternic, contribuand cu aproximativ 20% la rotirea plastica totala (anexa A.XIIIa) , totusi in anumite situatii s-au observat deformari excesive care au condus la o comportare foarte slaba a probelor incercate;
- Lungimea placilor suplimentare precum si forma lor pot crea conditii de cedare casanta.

Pentru cazul solutiei **cu placi dispuse lateral pe o zona sau toata zona**^{80,140} (Fig. 5.18d):

- Pentru prima solutie, comportarea slaba provine datorita cedarii sudurilor intre talpile grinzii si placile dispuse lateral, mai departe urmand cedarea placilor propriu zise. Se remarca o dificultate de dezvoltare a unui mecanism de transmitere a solicitarilor intre talpile grinzii si panoului de legatura;
- A doua solutie, care constituie imbunatatirea primei, prezinta o comportare ductila prin voalarea talpilor si inimii grinzii, in imediata apropiere a placilor laterale cedarea dezvoltandu-se la grinda datorita propagarii fisurilor in talpile grinzii. Articulatia plastica apare la aproximativ o distanta $h / 3$ de la muchia placilor laterale.

Din observatiile asupra formei mecanismului, prezentate in anexa A.XIIIa,b, se constata dezvoltarea incompleta a mecanismului inimii, ceea ce a fost pus in evidenta in §4.5.5, subliniand importanta folosirii parametrului, r_w , pentru evaluarea capacitatii de rotire capabile a elementului in conditii reale.

(ii) Conceptul reducerii sectiunii transversale (“dog-bone” concept)

In cadrul conceptului de reducere a sectiunii transversale a grinzii se alege o zona la o anumita distanta de la interfata grinda-stalp inspre grinda unde talpile grinzii se reduc corespunzator, creand in acest fel o zona slaba in care sa se formeze articulatia plastica. Slabirea sectiunii transversale se poate realiza prin reducerea constanta a talpilor, prin reducerea variabila a talpilor fie in mod trapezoidal, fie in mod circular, prin gauri de diametru constant sau variabil aplicate pe talpile grinzii (Fig. 5.20a,b,c,d). Deasemenea se pot folosi solutii hibride prin combinarea conceptului de solidarizare a imbinarii si a conceptului “dog-bone” (Fig. 5.20e).

Plumier⁸ a fost primul care in anii '90 a propus conceptul reducerii constante a talpilor grinzii, dupa care Chen et al¹⁴¹ au imbunatatit prima solutie, propunand o sectiune redusa variabil urmand diagrama momentului incovoietor. Dupa seismele din Northridge si Kobe au fost propuse solutiile cu reducere circulara¹³⁷ sau cu gauri¹⁴². Conceptul “dog-bone” se bazeaza pe ideea reducerii rezistentei, intr-o anumita zona a grinzii corespunzator aleasa, in asa fel incat diagrama momentului plastic necesar in zona critica, unde se intentioneaza formarea articulatiei plastice, sa fie mai mare decat momentul plastic capabil al grinzii (Fig. 5.21). In acest mod se asigura indepartarea articulatiei plastice de la fata stalpului, eliminand problemele suprasolicitarii elementelor imbinarii precum si incertitudinile locului formarii articulatiei datorita cresterii limitei de curgere.

Din studiul bibliografiei^{8,9, 80,134,137,141, 142} privind comportarea inelastica a diferitelor solutii propuse se pot remarca urmatoarele:

- In general fenomenul voalarii apare mai intii la inima profilului urmand voalarea talpilor, iar dupa reducerea succesiva a rezistentei profilului apare fenomenul flambajului prin incovoiere-torsiune care evidentiaza epuizarea capacitatii de rotire;
- In toate experimentele efectuate folosand conceptul “dog-bone” de orice tip, articulatia plastica se formeaza in zona redusa la o distanta intre $h/2-3h/2$ in functie de configuratia aleasa (anexa A. IX.a). Comparand forma articulatiei plastice intre conceptul “dog-bone” cu talpi reduse variabil si conceptul solidarizarii se observa ca in primul caz articulatia are o forma mai stabila si bine dezvoltata fata de cazul al doilea (A. IX.a, A.XIIIa,b). De asemenea comparand prima solutie cu conceptul slabirii cu ajutorul gaurilor se poate constata acelasi lucru, (A.IX.a,b);
- Panoul de legatura nu contribuie la disiparea energiei, toata rotirea plastica se concentreaza in zona redusa a grinzii;
- Atunci cand se folosesc rigidizari laterale pe inima grinzii, dupa terminarea zonei reduce, se remarca o sporire a capacitatii de rotire datorita intirzierii degradarii rezistentei;
- O atentie speciala trebuie acordata la lungimii zonei reduce, la distanta la care trebuie sa se inceapa reducerea talpilor departe de ZIT precum si la forma de racordare a sectiunii reduce in care pot aparea concentrari de tensiune;
- In cazul solutiei cu reducere variabila a talpilor cedările observate in timpul experimentelor se datoreaza, in majoritatea cazurilor, rotirilor excesive, initierea si propagarea fisurilor facandu-se in zona de influenta termica a sudurilor;

TIP	REPREZENTARE SCHEMATIZATA
<p>A) SOLUTIA "DOG-BONE"</p> <p>a) cu reducere constanta a talpilor grinzii.</p> <p>b) cu reducere variabila a talpilor grinzii.</p> <p>c) ce reduceri de forma circulara.</p> <p>d) slabirea sectiunii talpilor cu ajutorul gaurilor de diametru constant.</p> <p>e) slabirea sectiunii talpilor cu ajutorul gaurilor diametru variabil.</p>	
<p>B) SOLUTIE HIBRIDA</p>	

Fig. 5.20 Reprezentare scematizata a) solutii cu reducerea sectiunii, b) solutii hibride
 Fig. 5.20 Schematic representation a) "dog-bone" solutions, b) hybrid solutions

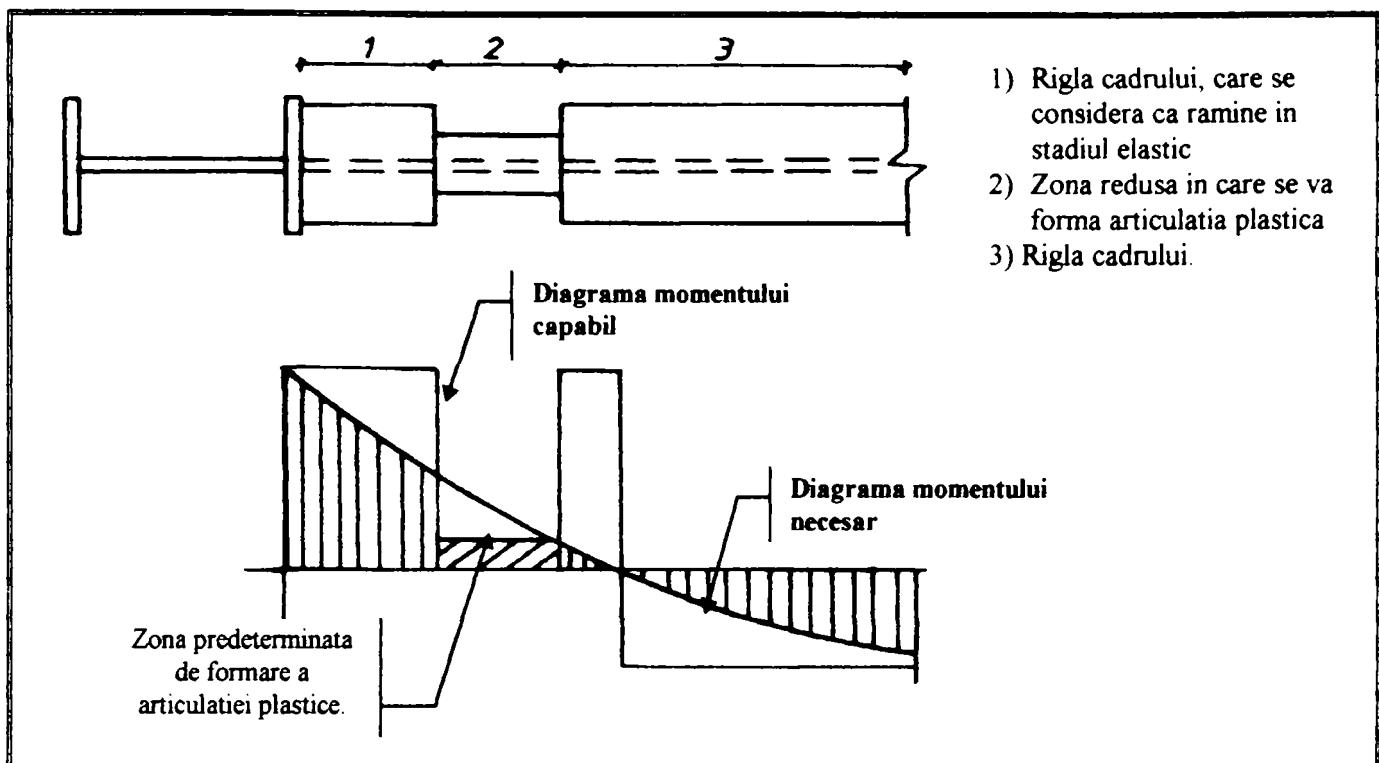


Fig. 5.21 Conceptul de proiectare pentru dimensionarea zonei reduse

Fig. 5.21 Design concept of "dog-bone" solution

- In cazul solutiei cu gauri aplicate pe talpile grinzii, cedarea sau fisurarea care produce epuizarea capacitatii de deformare inelastice, apare in zona gaurilor la talpa superioara sau inferioara functie de numarul si diametrul gaurilor;
- In cazul solutiilor hibride se dezvolta un mecanism tipic ductil; curgerea materialului incepe la ambele talpi ale grinzii in zona redusa plasticizarea extinzandu-se catre inima unde se formeaza un mecanism. Treptat incepe mai intii voalarea inimii si dupa aceea voalare talpilor (totusi voalarea nu este insotita de reducerea rezistentei). Apar fisuri dar nu si cedari la placile suplimentare de solidarizare in sudurile lor de imbinare cu talpile grinzii.

5.5.3 Efectul planseului in conceptul antiseismic

In general in conceptul antiseismic a structurilor metalice in cadre planseul se considera ca o saiba rigida care realizeaza uniformizarea deplasarilor orizontale a elementelor verticale ale cadrului, asigurand totodata rigiditatea lui in plan orizontal. Nu se tine cont de interactiunea intre planseul din beton armat si grinda metalica, neluarea in considerare a acestei interactiuni se considera ca un efect favorabil asupra comportarii globale a structurii. Intrebarea care se pune este "care este contributia planseului la nivel local?". Raspunsul a venit in urma cutremurelor din Northridge si Kobe, in aceste evenimente planseul a avut un efect dublu:

-Datorita interactiunii mixte planseu-grinda metalica axa neutra isi schimba pozitia, tinzand spre talpa superioara, dezvoltandu-se tensiuni de intindere mari la talpa inferioara. De asemenea voalarea talpii superioare este impiedicata de planseu, toata actiunea se concentreaza la talpa inferioara, aceasta fiind cea mai solicitata;

-Datorita interactiunii planseu din beton armat-grinda metalica creste rezistenta si rigiditatea grinzii, schimbindu-se conceptul SP-GS in SS-GP, ca atare articulatiile plastice formandu-se in nod sau in stalp.

Incarcarile experimentale care tin cont de efectul planseului sunt putine la numar^{143,144,145} ne putand explicita cantitativ contributia planseului asupra comportarii inelastice. Chen¹⁴³ mentioneaza ca aceasta contributie asupra suprazistentei grinzii (cu sectiune redusa) poate fi evaluata ca fiind de ordinul 20%.

Avand in vedere pe de o parte incertitudinile evaluarii contributiei planseului, iar pe de alta parte faptul ca daca s-ar introduce un coeficient de suprazidenta pentru luarea in considerare a influentei planseului (de ex. 1.20) ar rezulta un coeficient de suprazidenta global destul de ridicat (conducand la o dimensionare neeconomica a stalpilor si nodului) se recomanda minimizarea efectului interactiunii planseu-grinda. Se prezinta cateva solutii constructive pentru minimizarea acestui efect care permit formarea libera a articulatiei plastice (Fig.5.22):

- oprirea domurilor in zona critica in care este posibila formarea articulatiei plastice¹⁴⁶ (Fig.5.22a,b);
- sustinerea planseului pe grinzile secundare, evitandu-se contactul cu rigla cadrului, grinzile secundare fiind rezolvate ca grinzi simplu rezemate sau continui (Fig. 5.22c);
- sustinerea planseului pe grinzile secundare sau principale (de ex. atunci cand travea este egala cu deschiderea) care la randul lor sunt rezemate pe rigla cadrului. Aceasta solutie are dezavantajul reducerii inaltimii etajului, in schimb, spatiul de sub placa permite amplasarea diferitelor elemente ale instalatiilor (Fig. 5.22d).

5.6 Analiza parametrica a unor solutii constructive pentru imbunatatirea ductilitatii locale

5.6.1 Definirea grinzii standard

Pentru evaluarea rotirii elementului, in conditi in care elementul face parte dintr-o structura, se foloseste conceptul grinzii standard studiat in paragraful 4.2, pentru cazul cand articulatiile plastice se formeaza la capetele grinzii. In situatia folosirii conceptului indepartarii articulatiilor plastice de la fata stalpului se pot folosi aceleasi considerente cu particularitatile care se introduc datorita mutarii lor. Articuliatiile plastice se dezvoltla la o anumita distanta, L_p , de la interfata grinda-stalp, portiunea intre locul formarii articulatiei plastice si capatul grinzii se presupune ca ramine in stadiul elastic fiind o portiune rigida. Mutarea articulatiei plastice creaza alte conditii de deformare in element (Fig. 5.23a).

In figura 5.23b se prezinta grinda standard pentru cazul cand pentru evaluarea ductilitatii locale se tine seama numai de fortele orizontale, iar in figura 5.23c cand se tine cont si de fortele gravitationale, pentru $M_p / qL^2 > 0.25$. Cazul cand $M_p / qL^2 < 0.25$ reprezinta o situatie speciala care nu face parte in conceptul mai sus mentionat, deoarece articulatiile plastice se formeaza in campul riglei cadrului (Fig. 4.1c). Relatiile (4.4), (4.5), (4.8) pentru calculul momentului sau pentru calculul punctului de inflexiune sunt valabile luand in considerare indepartarea articulatiei plastice, L_p (cand $L_p = 0$ articulatiile se formeaza la fata stalpului) (Fig. 5.23b,c). Astfel deschiderea standard pentru cazul cand nu se considera fortele gravitationale va fi: $L_{SB} = L - L_p$, unde L este deschiderea grinzii, iar L_p este distanta intre fata stalpului si locul formarii articulatiei plastice, determinarea ei se face functie de detaliul ales, Fig. 5.23b. In cazul cand se considera si fortele gravitationale, $M_p / qL^2 > 0.25$, deschiderea standard devine: $L_{SB,R} = 2(L - x_i - L_p)$, pentru partea din dreapta, iar pentru partea din stanga este $L_{SB,L} = 2(x_i - L_p)$, Fig. 5.23c.

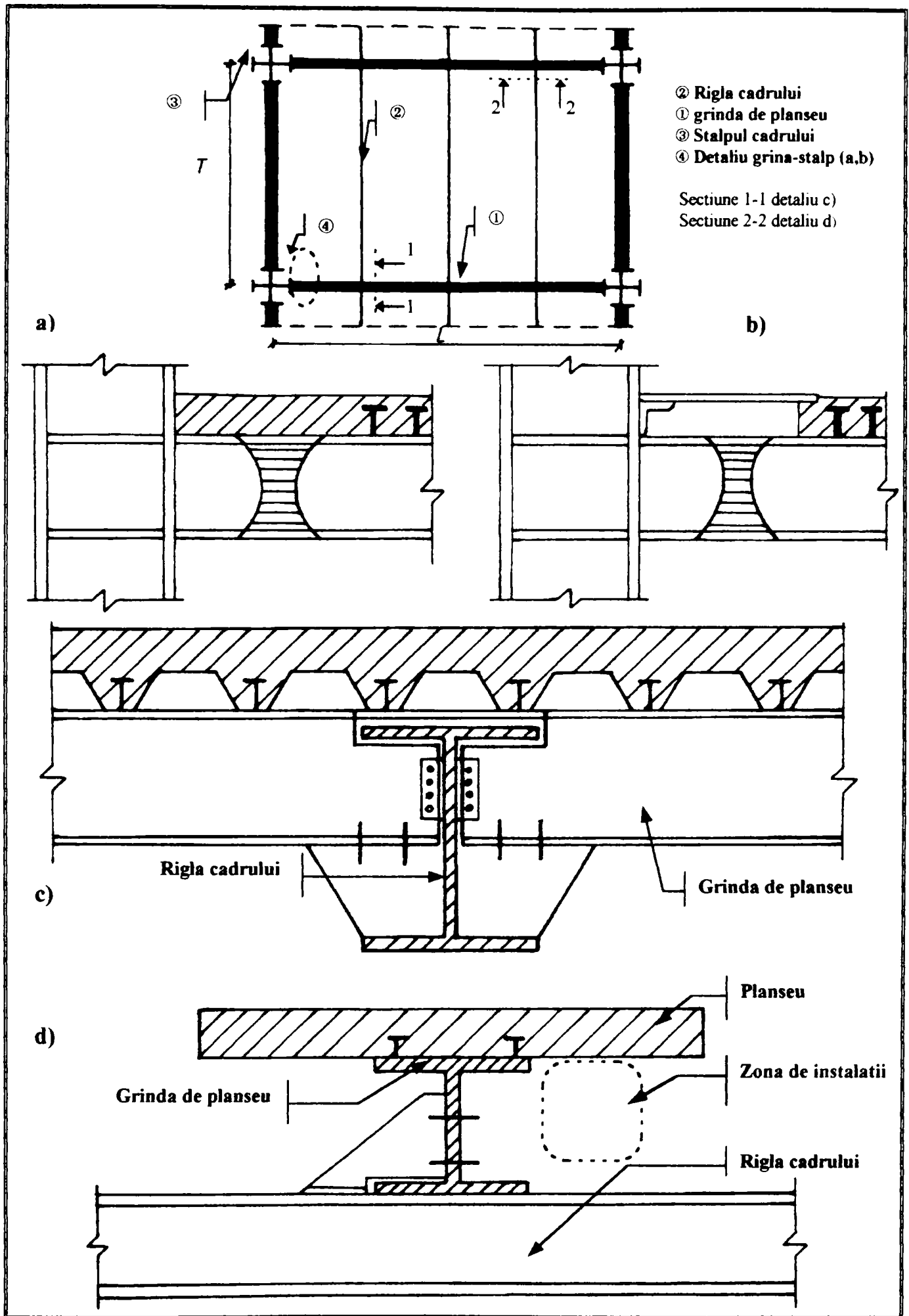


Fig. 5.22 Detalii constructive pentru minimizarea efectului planseu din beton-grinda metalica
Fig. 5.22 Constructive details minimizing the composite action floor slab-steel beam

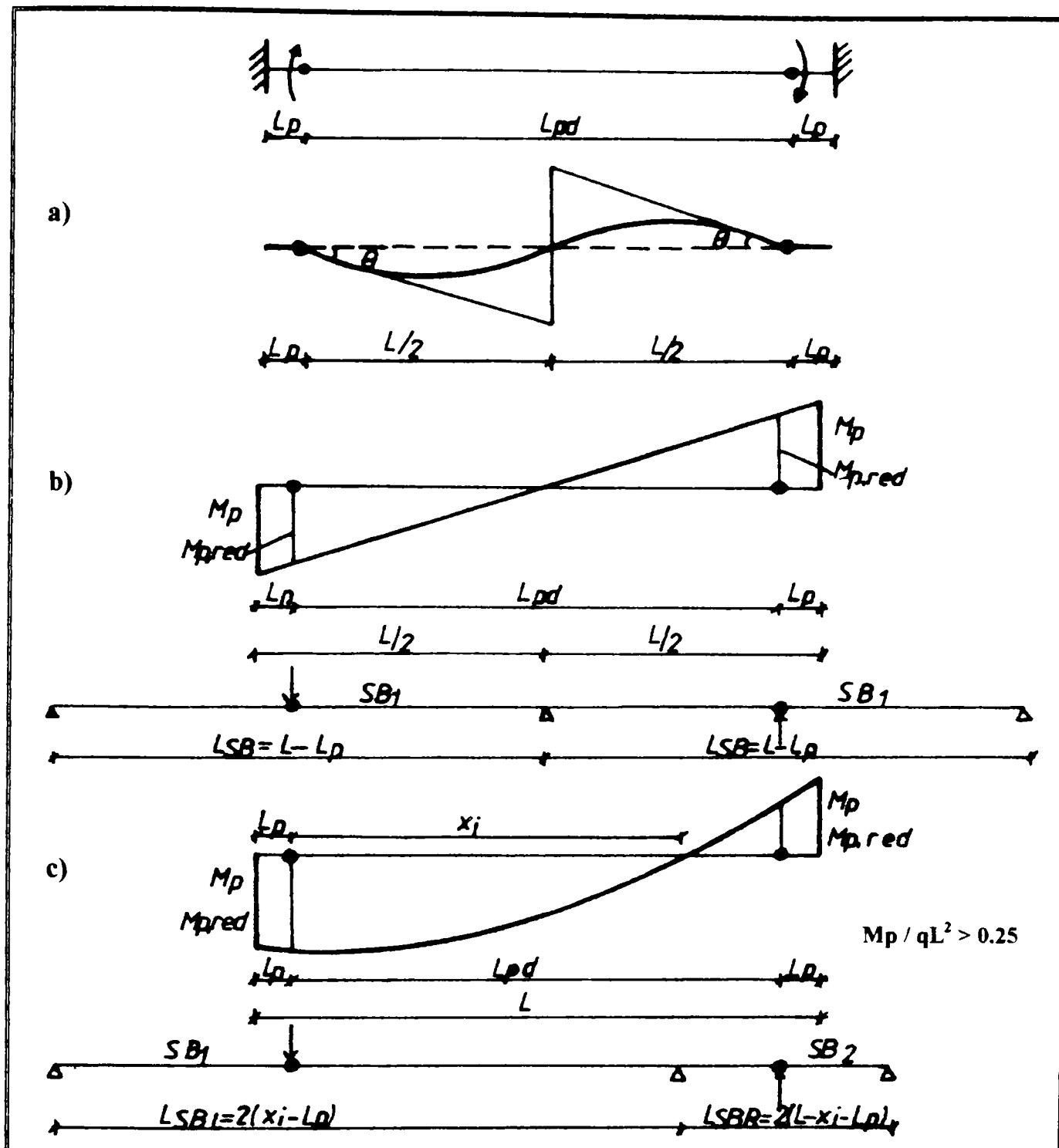


Fig. 5.23 Conceptul grinzii standard luand in considerare mutarea articulatiei plastice
 Fig. 5.23 Standard beam concept taking into account the relocation of plastic hinge

5.6.2 Solutia "dog-bone"

(i) Considerente de proiectare

Solutiile constructive care se vor analiza sunt cele prezentate in figura 5.20, avand sectiune redusa constant sau variabil de forma trapezoidala.

- **Sectiune cu reducerea constanta a talpilor:**

Pentru indepartarea articulatiei plastice de la fata stalpului este necesara alegerea corecta a formei si geometriei sectiunii reduse, cum rezulta din observatiile experimentale^{8,9,141}, deoarece acestea influenteaza hotarator modul de comportare a zonei slabite. Detaliile constructive corespunzatoare formei, geometriei si conceptului de proiectare sunt prezentate in figura 5.24.

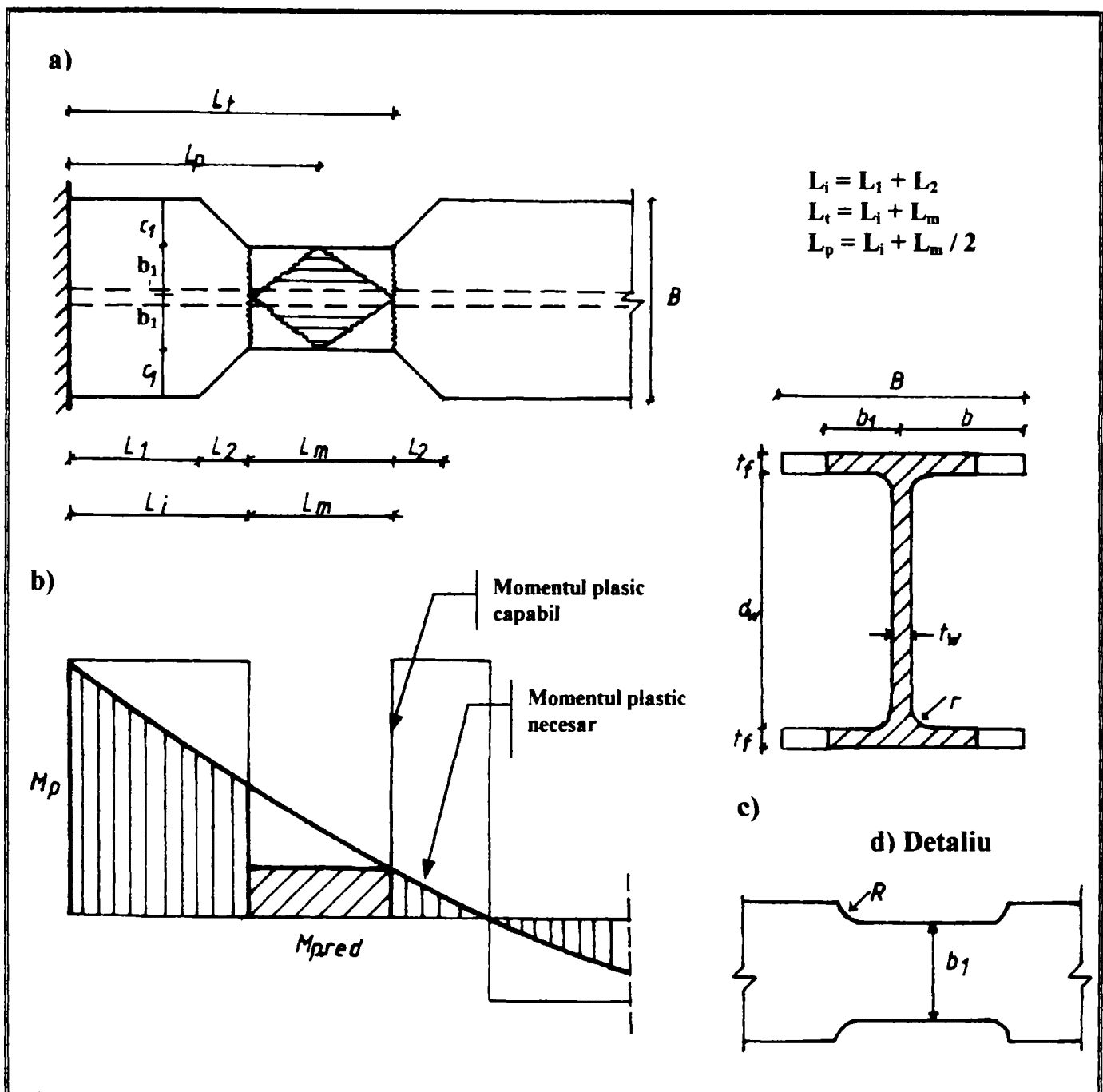


Fig. 5.24 Forma si geometria sectiunii cu reducere constanta

Fig. 5.24 Geometry of the constant reduced beam section

Taierea talpilor grinzii se incepe la o distanta, L_1 , egala cu $h / 6 < L_1 < h / 3$ de la fata stalpului, avand drept scop pe de o parte indepartarea suficienta a articulatiei plastice, iar pe de alta parte prevenirea deteriorarii materialului de baza datorita efectului zonei de influenta termica. Urmeaza o zona de tranzitie, L_2 , care trebuie aleasa din conditia ca la schimbarea sectiunii sa nu apara fenomenul concentrarii tensiunilor. In general un unghi mai mic de 45° nu creaza probleme; din aceasta conditie se recomanda $L_2 = 1.20 \dots 1.50c$. Totusi atat din punct de vedere tehnologiei cat si din cel al comportarii se recomanda rotunjirea muchiilor cu o raza $R=c$, dezvoltand un racord intre zona redusa si cea neredusa (Fig. 5.24d). Zona predeterminata in care se doreste formarea articulatiei plastice, avand lungime L_m , se determina in asa fel incat mecanismul plastic sa se extinda pe toata zona redusa obtinandu-se in acest fel o disipare a energiei mai mare. De obicei, din incercarile experimentale^{8,134} se evidentiaza ca, lungimea articulatiei plastice variaza intre $h / 2 \dots h$ (h , inaltimea profilului). Deasemenea pentru calculul aproximativ al lungimii mecanismului, L_m , se pot folosi relatiile (3.18), (3.19):

$$L_m = 2\beta b = 1.20b \left(\frac{t_f}{t_w} \right)^{0.75} \left(\frac{d_w}{b} \right)^{0.25} \quad (5.16)$$

Alegerea unei lungimi prea scurte nu permite dezvoltarea completa a articulatiei plastice, iar alegerea unei lungimi prea mare nu reuseste concentrarea articulatiei plastice; deoarece este foarte dificil sa se determine exact lungimea articulatiei plastice se recomanda ca lungimea sa respecte conditia:

$$\frac{h}{2} < L_m \leq h \quad (5.17)$$

Sectiunea redusa este urmata tot de o zona de tranzitie, L_2 , care se determina din conditia neconcentrarii tensiunilor. Conceptul de proiectare se bazeaza pe reducerea constanta a talpilor sectiunii transversale in asa fel incat, in zona critica, momentul plastic al grinzii, $M_{p,red}$, sa fie cu 5-10% sub momentul plastic necesar, din zona respectiva (Fig. 5.25b). Reducerea suplimentara cu 5-10% a momentului se face pentru a elimina inexactitatile calculului asigurand formarea articulatiei plastice in locul predeterminat. Momentul pentru dimensionarea sectiunii reduse, avand in vedere ca grinda apartine unui cadru (Fig. 4.3c), rezulta:

$$M_{p,red} = (0.95...0.90)M_p \left[\left(\frac{2L_p}{L} - 1 \right) + \frac{1}{2\alpha} \frac{L_p}{L} \left(1 - \frac{L_p}{L} \right) \right] \quad (5.18a)$$

in care:

L -deschiderea elementului;

L_p -lungimea de la fata stalpului pana in locul formarii articulatiei plastice, care se ia egal cu $L_p = L_i + L_m / 2$;

M_p -momentul plastic al grinzii nereduse;

α - raportul fortelor gravitationale, M_p / qL^2 .

Dimensionarea talpilor reduse, b_1 , se poate face explicitand relatia 5.18a din care rezulta:

$$\frac{b_1}{b} = \left(1 + \frac{d^2 t_w}{4b t_f (d + t_f)} \right) \frac{M_{p,red}}{M_p} - \frac{d^2 t_w}{4b t_f (d + t_f)} \quad (5.18b)$$

Relatia (5.18a) se reprezinta in figura 5.25; se poate observa ca marirea fortelor gravitationale conduce la cresterea reducerii sectiunii. Avand valorile din relatia (5.18a) se poate determina direct raportul b_1 / b , functie de geometria profilului si raportul fortelor gravitationale (Fig. 5.26). Cu ajutorul relatiilor (5.18a,b), se pot elabora tabele complete pentru toate seriile de profile laminate (IPE, HEA,HEB) ce pot fi foarte utile in practica de proiectare pentru dimensionare rapida a sectiunii reduse. Un exemplu se prezinta in tabelele 5.4.a,b. In tab. 5.4a, in functie de fortele gravitationale si sectiune aleasa din alte conditii de dimensionare, precum si functie de predeterminarea locului formarii a articulatiei plastice, se determina raportul $M_{p,red} / M_p$, pentru situatia reducerii sectiunii cu 5% ($0.95 M_{p,red} / M_p$) sau 10% ($M_{p,red} / M_p$). Din tabelul 5.4b se poate determina direct reducerea talpilor profilului depinzand de alegerea locului formarii articulatiei plastice si de fortele gravitationale, pentru situatia reducerii cu 5-10% a momentului la alegerea si combinatia dorita de catre proiectant.

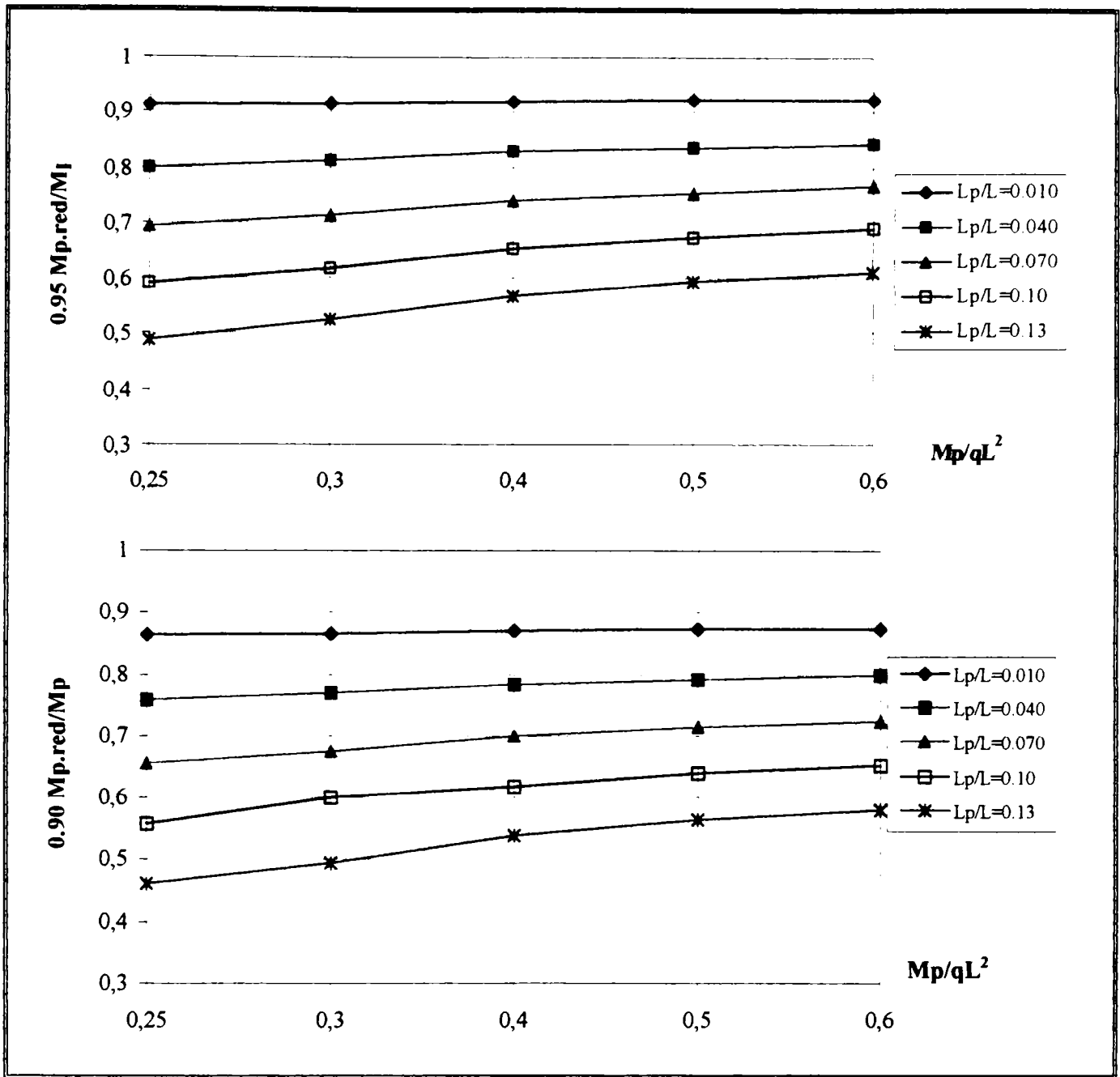


Fig. 5.25 Determinarea momentelor plastice reduce
Fig. 5.25 Reduced plastic moments

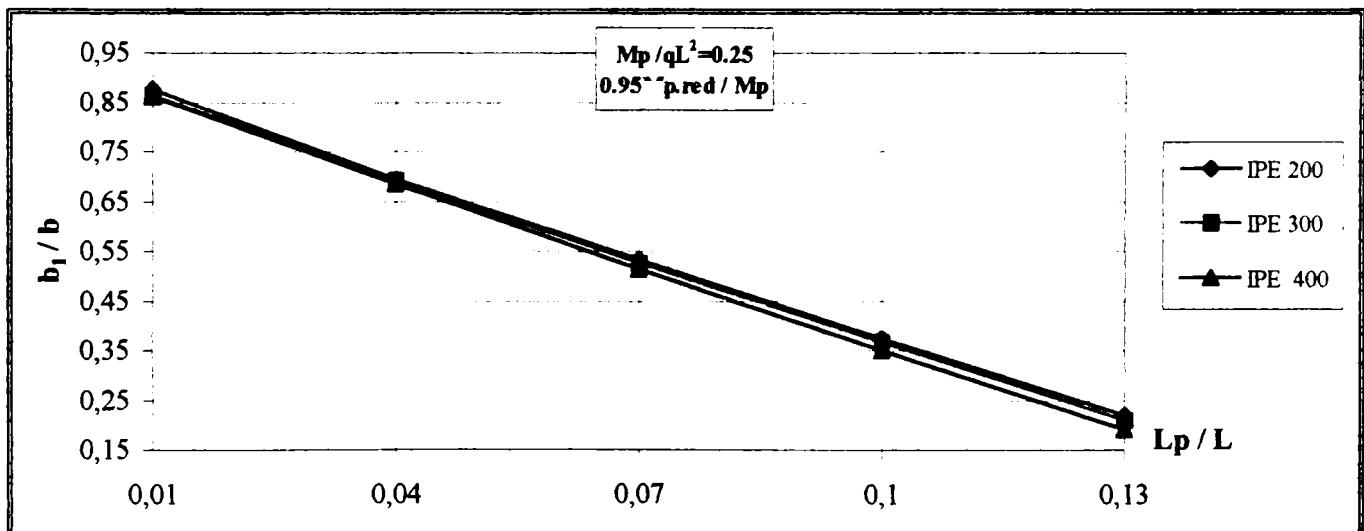


Fig. 5.26 Determinarea reducerii talpilor sectiunii transversale
Fig. 5.26 Determination of the reduced flange section

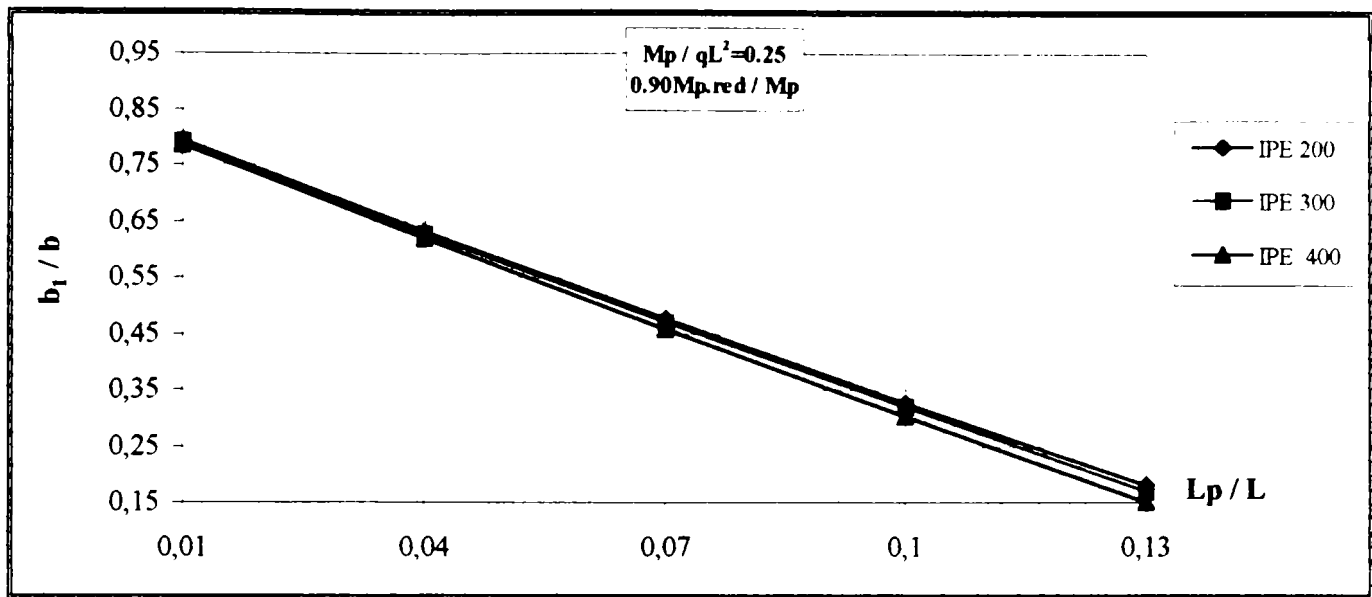


Fig. 5.26 continuare

Fig. 5.26 continued

Tabel 5.4a Determinarea momentului plastic redus

Table 5.4a Determination of the reduced plastic moment

M_p / qL^2	L_p / L	$M_{p,red} / M_p$	$0.95M_{p,red} / M_p$	$0.90M_{p,red} / M_p$
0.25	0.010	0.960	0.912	0.864
	0.040	0.843	0.800	0.758
	0.070	0.729	0.692	0.651
	0.10	0.620	0.589	0.558
	0.13	0.513	0.487	0.461
0.30	0.010	0.963	0.914	0.866
	0.040	0.856	0.813	0.770
	0.070	0.751	0.713	0.675
	0.10	0.650	0.617	0.585
	0.13	0.551	0.523	0.495
0.40	0.010	0.967	0.918	0.887
	0.040	0.872	0.828	0.784
	0.070	0.778	0.739	0.700
	0.10	0.687	0.652	0.618
	0.13	0.598	0.568	0.538
0.50	0.010	0.970	0.921	0.873
	0.040	0.881	0.836	0.792
	0.070	0.794	0.754	0.714
	0.10	0.710	0.674	0.639
	0.13	0.627	0.595	0.564
0.60	0.010	0.971	0.922	0.873
	0.040	0.888	0.843	0.799
	0.070	0.805	0.764	0.724
	0.10	0.735	0.698	0.661
	0.13	0.645	0.612	0.580
0.70	0.010	0.973	0.924	0.875
	0.040	0.892	0.847	0.802
	0.070	0.813	0.772	0.731
	0.10	0.735	0.698	0.661
	0.13	0.659	0.593	0.593

Tabel 5.4b Dimensionare directa a sectiunii reduce
 Table 5.4b Direct sizing of the constant reduced beam section

Profil	M_p / qL^2	L_p / L	b_1 / b	
			$0.95M_{p,red} / M_p$	$0.90M_{p,red} / M_p$
IPE 300	0.25	0.010	0.864	0.790
		0.040	0.692	0.627
		0.070	0.527	0.470
		0.10	0.367	0.319
		0.13	0.211	0.170
	0.50	0.010	0.878	0.804
		0.040	0.748	0.679
		0.070	0.622	0.559
		0.10	0.497	0.444
		0.13	0.376	0.329
IPE 400	0.25	0.010	0.861	0.785
		0.040	0.684	0.618
		0.070	0.515	0.457
		0.10	0.351	0.303
		0.13	0.192	0.150
	0.50	0.010	0.875	0.799
		0.040	0.742	0.671
		0.070	0.613	0.549
		0.10	0.485	0.430
		0.13	0.361	0.312

Din tabelul 5.4b se observa ca indepartarea locului formarii a articulatiei plastice de la fata stalpului, conduce la majorarea reducerii talpilor sectiunii transversale. Dupa stabilirea dimensiunilor sectiunii reduce este necesara evaluarea momentului la fata stalpului pentru dimensionarea elementelor imbinarii, precum si momentul pentru verificarea conceptului SP-GS. In figura 5.27 se prezinta conceptul de calcul.

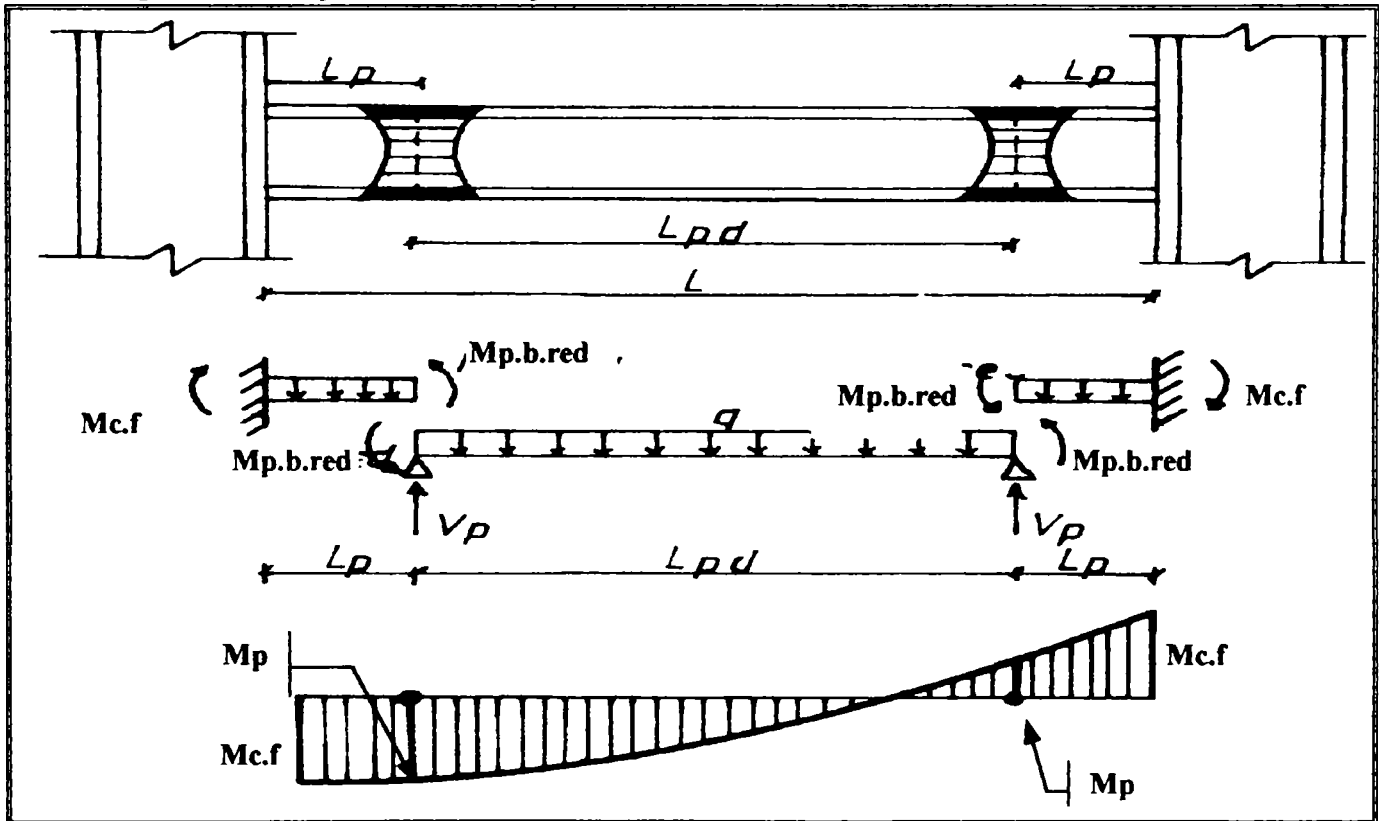


Fig. 5.27 Calculul momentului la fata stalpului

Fig. 5.27 Calculation of moment demands at the face of the column

Din conditia sumei momentelor pentru grinda simplu rezemata se gaseste forta taietoare plastica, V_p , in locul presupus de formare a articulatiei plastice:

$$V_p = \frac{qL_{pd}}{2} \pm \frac{M_{p,b.red}}{L_{pd}} \quad (5.19a)$$

in care:

q - suma fortelor gravitationale, $q=1.35G+1.50Q$ (EC-3);

L_{pd} - distanta intre articulatiile plastice;

$M_{p,b.red}$ - momentul plastic din zona redusa.

Momentul $M_{p,b.red}$ se calculeaza in asa fel incat sa se tina seama de efectul ecrusarii si variabilitatii caracteristicilor mecanice pentru asigurarea corespunzatoare a suprazistentei elementelor imbinarii, pentru a ramane in stadiul elastic:

$$M_{p,b.red} = \gamma M_{p,red} \quad (5.19b)$$

in care:

$M_{p,red}$ - momentul plastic redus calculat din relatia 5.18a;

γ - coeficientul care tine cont de efectul ecrusarii si a variabilitatii caracteristicilor mecanice ale otelului; se propune sa se ia egal cu $\gamma = 1.20$ ($f_{y,max} / f_{y,min}$). Factorul 1.20 introduce efectul ecrusarii, iar raportul $f_{y,max} / f_{y,min}$ variabilitatea limitei de curgere (cand nu se cunoaste raportul se propune sa se ia egal tot cu 1.20).

Scriind momentul la fata stalpului, pentru partea din stanga, rezulta:

$$M_{c,f} = M_{p,b.red} + V_p L_p - qL_p \quad (5.20a)$$

Folosand relatiile (5.19a,b) rezulta:

$$M_{c,f} = \gamma M_{p,red} \left(1 + \frac{L_p}{L_{pd}} \right) + qL_p \left(\frac{L_{pd}}{2} - 1 \right) \quad (5.20b)$$

Inlocuand relatia (5.18a) in (5.20b) rezulta:

$$M_{c,f} = (1.08...1.14) \frac{f_{y,max}}{f_{y,min}} M_{p,red} \left[\left(\frac{2L_p}{L} - 1 \right) + \frac{L_p}{2aL} \left(1 - \frac{L_p}{L} \right) \right] \left(1 + \frac{L_p}{L_{pd}} \right) + qL_p \left(\frac{L_{pd}}{2} - 1 \right) \quad (5.20c)$$

Cu ajutorul relatiei (5.20c) se calculeaza momentul la fata stalpului, $M_{f,c}$, care depinde atat de geometria sectiunii reduse, locul predeterminat de formare a articulatiei plastice cat si de aportul fortelor gravitationale (termenii ecuatiei 5.20c sunt explicitati mai sus). Tot cu ajutorul relatiei (5.20c), considerand nodul suficient de rigid (solicitarile elementelor de la nodul teoretic se reduc la fata elementelor), se poate verifica conditia SP-GS:

$$\sum M_c \geq \sum M_{c,f} \quad (5.21)$$

in care:

$\sum M_c$ - suma momentelor stalpului care se intilnesc in nod;

$\sum M_{c,f}$ - suma momentelor grinzilor care se intilnesc in nod.

• **Sectiune cu reducere variabila:**

In general, pe aceleasi considerente se bazeaza si conceptul sectiunii cu reducere variabila, totusi cu anumite particularitati. In figura 5.29 sunt prezentate forma, geometria precum si conceptul de proiectare.

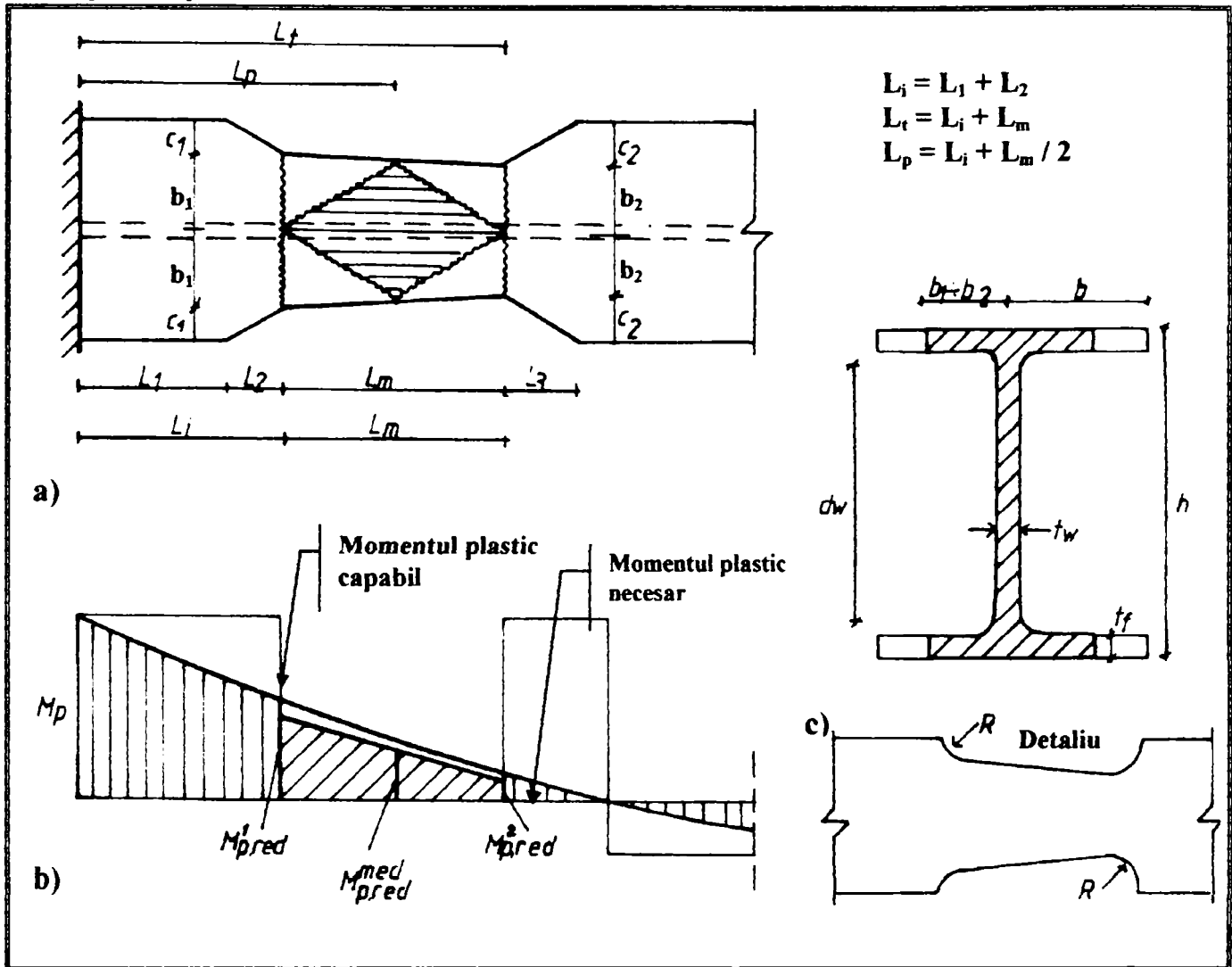


Fig. 5.29 Geometria sectiunii cu reducere variabila a talpii
Fig. 5.29 Geometry of the variable reduced beam section

Conceptul de proiectare se bazeaza pe reducerea variabila a talpii in asa fel incat reducerea sa urmareasca diagrama momentului incovoietor; momentul plastic redus a sectiunii fiind cu 5-10% mai mic decat momentul plastic necesar din zona critica (Fig. 5.29b).

Distanta L_1 se alege pe baza acelorasi considerente ca si in cazul sectiunii cu reducere constanta. Alegerea distantei L_2 de tranzitie se face pe aceleasi considerente explicitate anterior, totusi in acest caz unghiul de schimbare a sectiunii ar trebui sa fie mai mic, recomandandu-se sa se ia $L_2 = 2.0 \dots 2.20c_1$. La fel se propune realizarea unui racord intre zona redusa si cea neredusa, $R=c_1$, pentru minimizarea efectului concentrarii tensiunilor, Fig. 5.29c. Zona de formare a articulatiei plastice, L_m , se determina conform relatiei (5.17). Pentru zona de "iesire", L_3 , se propune sa se ia egal cu $L_3 = 2.50 \dots 2.70c_2$.

Conditia de dimensionare rezulta la fel ca si in cazul anterior, relatiile de calcul ale momentelor plastice reduse din zona critica, $M_{p.red}^{(1)}$, $M_{p.red}^{(2)}$ fiind:

$$M_{p,red}^{(1)} = (0.95 \cdot 0.90) M_p \left[\left(\frac{2L_i}{L} - 1 \right) + \frac{1}{2\alpha} \frac{L_i}{L} \left(1 - \frac{L_i}{L} \right) \right] \quad (5.22a)$$

$$M_{p,red}^{(2)} = (0.95 \cdot 0.90) M_p \left[\left(\frac{2L_i}{L} - 1 \right) + \frac{1}{2\alpha} \frac{L_i}{L} \left(1 - \frac{L_i}{L} \right) \right] \quad (5.22b)$$

in care:

- $M_{p,red}^{(1)}, M_{p,red}^{(2)}$ - momente plastice reduse din zona formarii articulatiei plastice;
- L_i - lungimea de la fata stalpului pana la inceputul zonei formarii articulatiei plastice,
 $L_i = L_1 + L_2$;
- L_t - lungimea totala de la fata stalpului pana la terminarea zonei reduse, $L_t = L_1 + L_m$;
- M_p - momentul plastic al grinzii nereduse;
- α - raportul fortelor gravitationale care se ia egal cu $\alpha = M_p / qL^2$.

Evident, relatiile (5.22a,b) sunt valabile pentru $L_i / L < L_t / L$. Determinarea momentelor $M_{p,red}^{(1)}, M_{p,red}^{(2)}$ este necesara pentru evaluarea reducerii talpilor, b_1, b_2 . Prin urmare, explicitand relatiile (5.22a,b) rezulta relatiile de dimensionare:

$$\frac{b_1}{b} = \left(1 + \frac{d^2 t_w}{4bt_f(d + t_f)} \right) \frac{M_{p,red}^{(1)}}{M_p} - \frac{d^2 t_w}{4bt_f(d + t_f)} \quad (5.23a)$$

$$\frac{b_2}{b} = \left(1 + \frac{d^2 t_w}{4bt_f(d + t_f)} \right) \frac{M_{p,red}^{(2)}}{M_p} - \frac{d^2 t_w}{4bt_f(d + t_f)} \quad (5.23b)$$

Reprezentand relatiile (5.22a,b) se constata ca marimea fortelor gravitationale conduc la cresterea reducerii talpilor sectiunii transversale (Fig. 5.30a,b). Cu ajutorul relatiilor (5.22a,b) se pot determina direct rapoartele $b_1 / b, b_2 / b$.

Dimensionarea sectiunii reduse variabil depinde de 3 parametri, rapoartele $L_i / L, L_t / L$ care introduc geometria sectiunii si raportul M_p / qL^2 . In acest context se pot intocmi tabele pentru toate tipurile de profile laminate (IPE, HEA, HEB) pentru calculul direct a reducerii talpilor functie de rapoartele $L_i / L, L_t / L, M_p / qL^2$, tinand seama de fiecare data de cate un parametru constant. Un exemplu se prezinta in tabelul 5.5 pentru un profil IPE 300. Valorile din tabelele 5,4a,b,c,d sunt reprezentative pentru a arata modul de lucru ale acestora. Proiectantul este liber sa hotareasca procentul de reducere in asa fel incat momentul sectiunii sa fie cu 5-10% mai mic decat momentul necesar. **Functie de stabilirea conditiilor de proiectare precum si conditiilor de executie concrete pot fi elaborate asemenea tabele pentru anumite deschideri si anumite configuratii a sectiunii reduse. In ceea ce priveste realizarea zonei reduse se pot folosi sabloane de taiere avand dimensiunile standardizate conform conditiilor mai sus enuntate. In acest mod pot fi modulate crescandu-se gradul de prefabricare in cadrul unei fabrici de confectii metalice, totodata reducandu-se costul de executie in fabrica.**

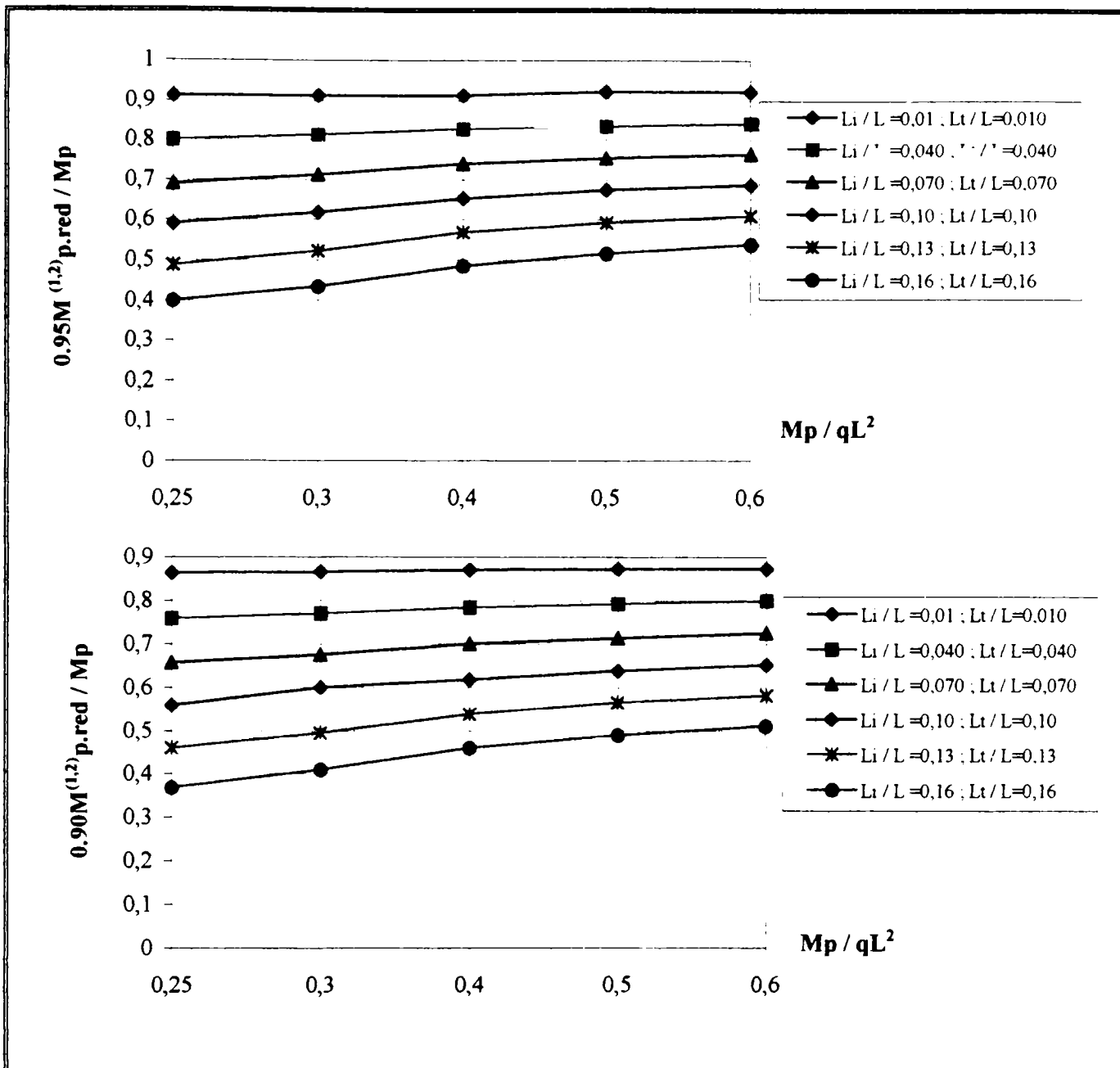


Fig. 5.30 Determinarea momentelor plastice reduce
Fig. 5.30 Reduced plastic moments

Table 5.5 Dimensionarea directa a talpilor sectiunii reduce
Table 5.5 Direct sizing of the variable reduced beam section

a)

Profil	M_p / qL^2	L_1 / L	L_t / L	b_1 / b		b_2 / b	
				$0.95M^{(1)}_{p.red}$	$0.90M^{(1)}_{p.red}$	$0.95M^{(2)}_{p.red}$	$0.90M^{(2)}_{p.red}$
IPE 300	0.30	0.010	0.040	0.864	0.793	0.712	0.645
			0.070			0.558	0.500
			0.100			0.410	0.384

b)

Profil	M_p / qL^2	L_1 / L	L_t / L	b_1 / b		b_2 / b	
				$0.95M^{(1)}_{p.red}$	$0.90M^{(1)}_{p.red}$	$0.95M^{(2)}_{p.red}$	$0.90M^{(2)}_{p.red}$
IPE 300	0.30	0.005	0.07	0.895	0.819	0.558	0.500
		0.010		0.864	0.793		
		0.015		0.843	0.770		

c)

Profil	M_p / qL^2	L_1 / L	L_t / L	b_1 / b		b_2 / b	
				$0.95M_{p,red}^{(1)}$	$0.90M_{p,red}^{(1)}$	$0.95M_{p,red}^{(2)}$	$0.90M_{p,red}^{(2)}$
IPE 300	0.60	0.010	0.040	0.864	0.793	0.758	0.690
			0.070			0.636	0.574
			0.100			0.520	0.464

d)

Profil	M_p / qL^2	L_1 / L	L_t / L	b_1 / b		b_2 / b	
				$0.95M_{p,red}^{(1)}$	$0.90M_{p,red}^{(1)}$	$0.95M_{p,red}^{(2)}$	$0.90M_{p,red}^{(2)}$
IPE 300	0.60	0.005	0.07	0.902	0.825	0.636	0.574
		0.010		0.878	0.804		
		0.015		0.861	0.786		

Pentru stabilirea momentelor la fata stalpului, $M_{f,c}$, se folosesc relatiile (5.19a,b), (5.20a,b) obtinute anterior. Totusi in cazul sectiunii cu reducere variabila se poate lucra fie cu un moment mediu redus, $M_{p,red}^{med}$, fie cu momentul plastic redus, $M_{p,red}^{(2)}$, obtinut la terminarea zonei de formare a articulatiei plastice. Lucrand cu $M_{p,red}^{(2)}$ se obtine o mica reducere a momentului la fata stalpului. Lucrand cu $M_{p,red}^{med}$ se obtine o mica crestere care poate servi partial ca sa acopere incertitudinile calcului (de pilda neluarea in considerare a planseului din beton, efectul vitezei de incarcare etc). Prin urmare relatia (5.20b) se scrie utilizand notatiile figurii 5.29:

$$M_{c,f} = \gamma M_{p,red}^{med} \left(1 + \frac{L_p}{L_{pd}} \right) + qL_p \left(\frac{L_{pd}}{2} - 1 \right) \quad (5.24)$$

in care:

$M_{p,red}^{med}$ - momentul plastic redus din zona critica calculat conform relatiei 5.22b, care se ia egal cu $M_{p,red}^{med} = (M_{p,red}^{(1)} + M_{p,red}^{(2)}) / 2$;

L_{pd} - distanta intre articulatiile plastice;

L_t - distanta care se ia egala cu $L_t = L_i + L_m$ (Fig. 5.29);

q - incarcările gravitationale, $q = 1.35G + 1.50Q$ (EC-3);

γ - coeficient care introduce efectul ecrisarii si variabilitatii limitei de curgere.

Cu ajutorul relatiei (5.24) se dimensioneaza elementele imbinarii grinda-stalp si se verifica conditia (5.21) pentru dezvoltarea unui mekansim global.

Un detaliu asupra caruia trebuie sa i se dea o atentie deosebita pentru a aplica conceptul “dog-bone” in conditii corespunzatoare, este detaliul de imbinare intre inima grinzii si talpa stalpului. Utilizarea suruburilor pentru prinderea cuponului la inima grinzii creaza conditii de incompatibilitate intre imbinarea sudata a talpilor grinzii cu talpile stalpului si imbinarea cu suruburile datorita raportului diferit al rigiditatilor. Acest lucru a fost demonstrat atat in laborator^{134,138} cat si in conditiile reale (Northridge). Sunt recomandate imbinarile complet sudate, prin folosirea fie a unui cupon complet sudat, fie sudare directa a talpilor grinzii cu suduri in relief pe talpa stalpului (Fig. 5.31a,b). Din observatiile experimentale^{134,138} se constata ca folosirea placilor de continuitate precum si utilizarea placilor de intarire aplicate pe panoul de legatura imbunatatesc comportarea postelastica nodului. Ca atare se recomanda folosirea placilor de continuitate sau a placilor de intarire pentru a inlatura fenomenul voalarii talpilor stalpului (Kinking), realizand toate conditiile pentru concentrarea mecanismului inelastice in zona redusa.

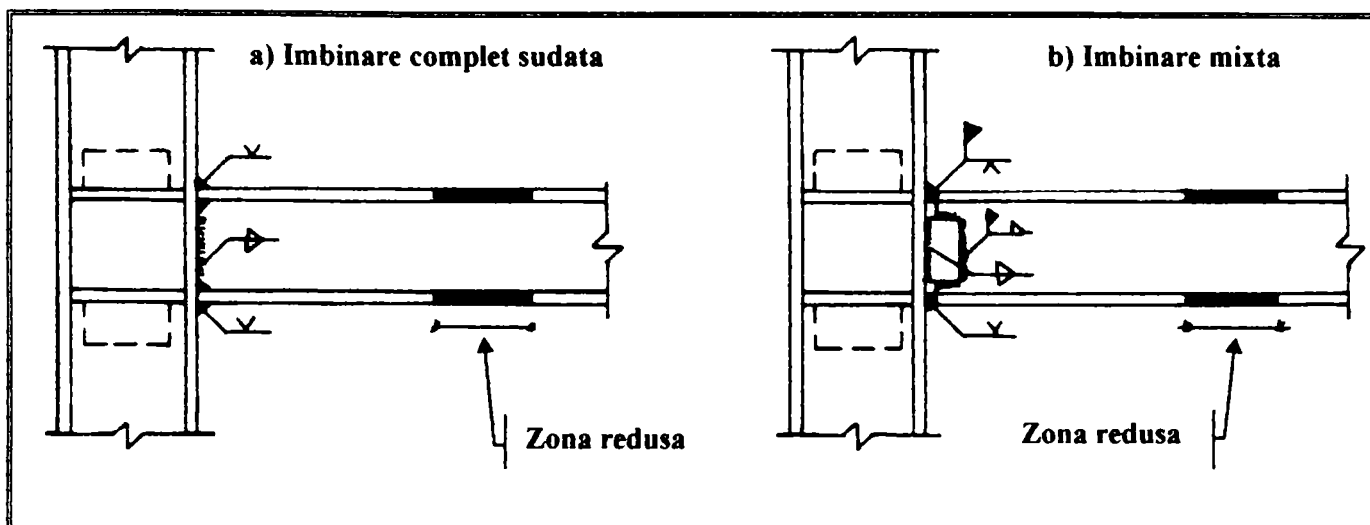


Fig. 5.31 Detaliu de imbinare grinda -stalp
 Fig. 5.31 Detail of the beam-column connection

(ii) Analiza factorilor care influenteaza capacitatea de rotire a grinzilor cu sectiune redusa

Pentru studiul parametrilor care afecteaza capacitatea de rotire capabila, R_{cap} , a grinzilor cu sectiune redusa se foloseste grinda standard care tine cont de locul formarii articulatiei plastice, considerandu-se si influenta fortelor gravitationale. Determinarea capacitatii de rotire se face cu programul DUCTROT'95, iar efectul racordului intre inima-talpa se introduce cu ajutorul coeficientului de corectie, c_r . Capacitatile de rotire capabile, R_{cap} , sunt calculate in ipoteza ca toata actiunea se concentreaza in zona redusa a grinzii, nodul fiind suficient de rigid.

In figura 5.32 se prezinta, pentru cazul reducerii constante a talpilor, modul de variatie a capacitatii de rotire. Se constata ca se poate obtine o crestere pana la 50% a capacitatii de rotire a sectiunii reduse cand se compara cu sectiunea neredusa. Cresterea rotirii depinde atat de procentul de reducere a talpilor, b_1 / b , cat si de locul formarii a articulatiei plastice, L_p / L . In general o reducere intre 20-40% confera grinzii o capacitate de rotire ridicata, fara a influenta rezistenta si rigiditatea elementului.

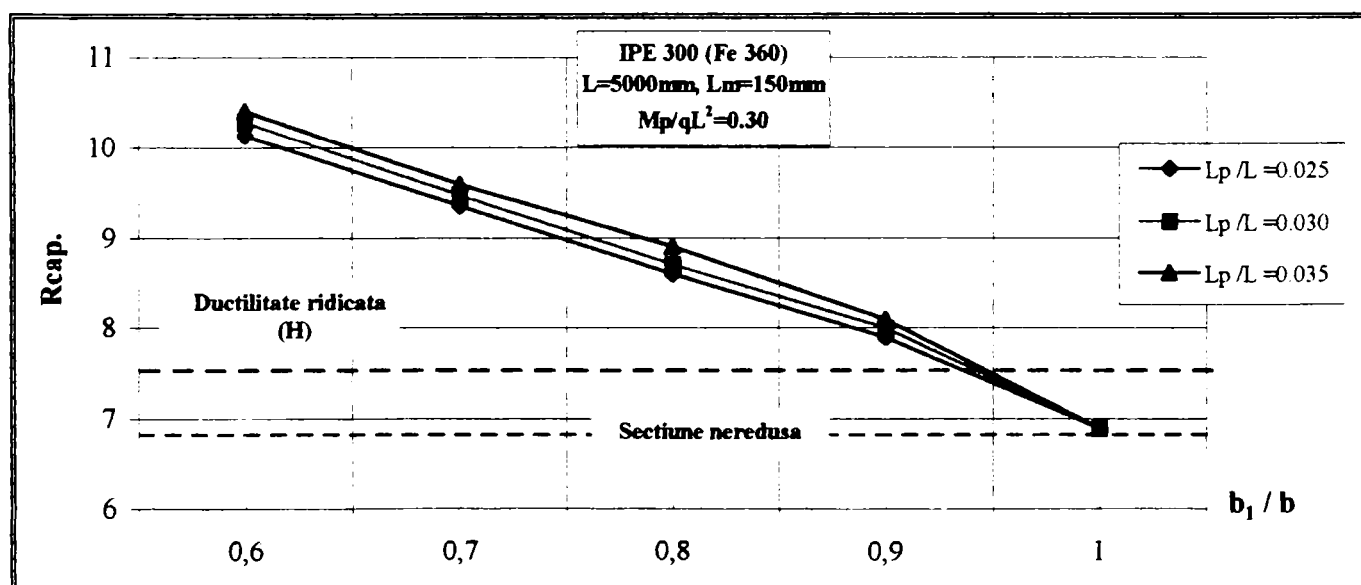


Fig. 5.32 Influenta parametrilor geometri asupra capacitatii de rotire capabile
 Fig. 5.32 Influence of geometrical parameters on available plastic rotation capacity

Asemenea observatii pot fi remarcate si in cazul incercarilor experimentale^{8,134}. Indepartarea cat mai mare a articulatiei plastice de la fata stalpului, L_p / L , conduce la o crestere suplimentara de ordinul 2-3% a rotirii, pentru acelasi procent de reducere a talpilor (Fig.5.32). Totusi nu se recomanda indepartarea prea mare a locului dezvoltarii articulatiilor plastice deoarece slabirea sectiunii departe de zona momentului maxim necesar nu reduce suprasolicitarea elementelor imbinarii grinda-stalp. Importanta sistemului de incarcare asupra capacitatii de rotire se arata in figura 5.33. Neluarea in considerare a fortelor gravitationale pentru calculul rotirii conduce la o supraestimare a capacitatii de rotire cu aproximativ 27%. Neglijarea fortelor gravitationale pentru dimensionarea sectiunii reduce conduce la alegerea incorecta a parametrilor geometrii sectiunii, deoarece formele diagramelor de momnet pentru cazul M_{s+g} si M_s sunt diferite.

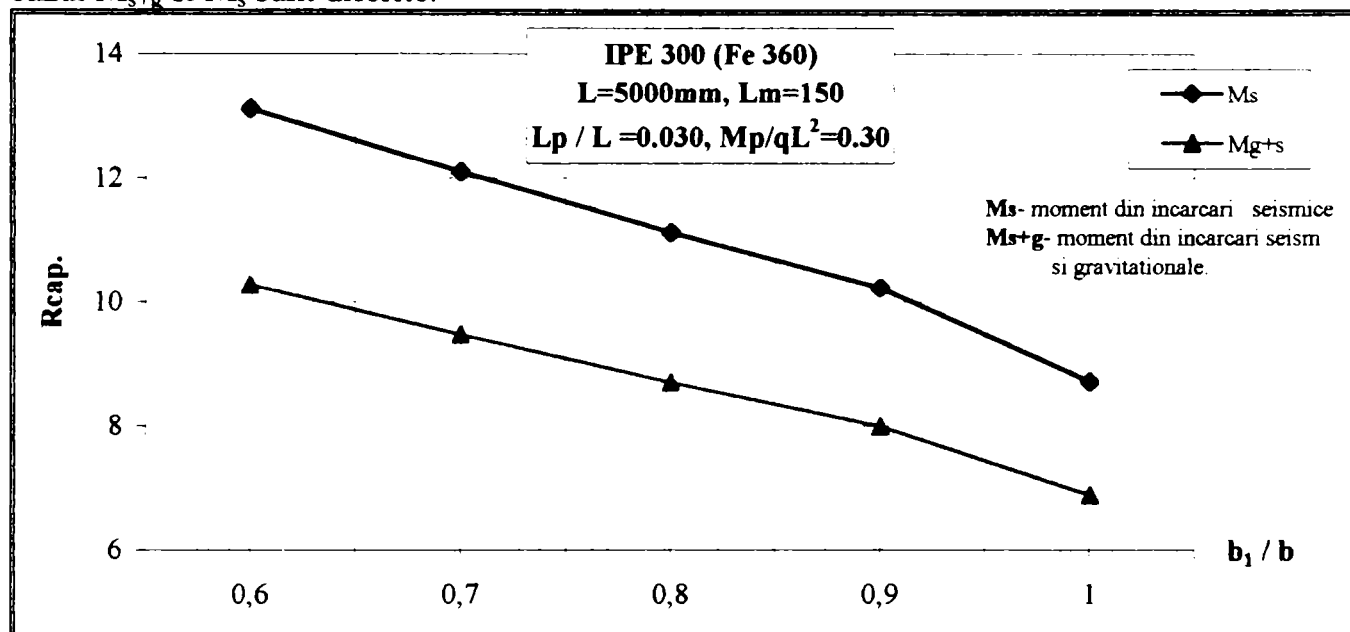


Fig. 5.33 Influenta sistemului de incarcare asupra capacitatii de rotire capabile
Fig. 5.33 Influence of loading system on available plastic rotation capacity

Avand in vedere importanta fortelor gravitationale asupra modului de deformare inelastica a grinzii, in figura 5.34 se prezinta efectul lor asupra capacitatii de rotire sectiunii reduse constant; crestera fortelor gravitationale, $M_p / qL^2 = 0.25 \dots 0.30$ conduce la scaderea capacitatii de rotire cu 16-23% in comparatie cu rapoartele $M_p / qL^2 = 0.60 \dots 0.80$.

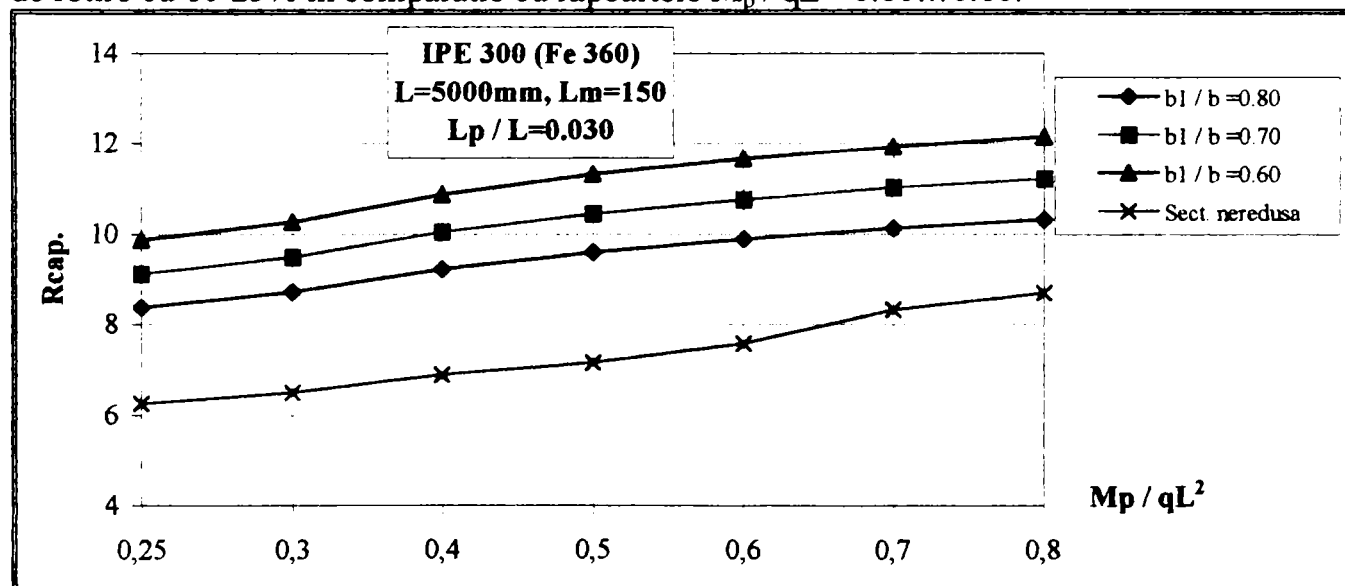


Fig. 5.34 Influenta fortelor gravitationale asupra capacitatii de rotire capabile
Fig. 5.34 Influence of gravitational loads on available plastic rotation capacity

Se cunoaste ca marimea limitei de curgere, f_y , datorita variabilitatii limitei de curgere, fenomenului ecruisarii, cresterii vitezei de incarcare sau altor cauze produce reducerea capacitatii de deformare inelastica. In figura 5.35 se prezinta modul de variatie a capacitatii de rotire functie de raportul f_y / f_u . In primul rand trebuie mentionat faptul ca sectiune neredusa este foarte mult influentata de cresterea limitei de curgere, dezvoltand o capacitate de rotire medie sau redusa. In schimb elementul cu sectiune redusa prezinta o rotire ridicata, iar dupa o crestere cu 25% a limitei de curgere capacitate de rotire ramina la un nivel corespunzator. In al doilea rand, mentionarea capacitatii de rotire la un nivel ridicat se obtine prin majorarea procentului reducerii talpilor si nu prin indepartarea locului formarii a articulatiilor plastice (Fig. 5.35).

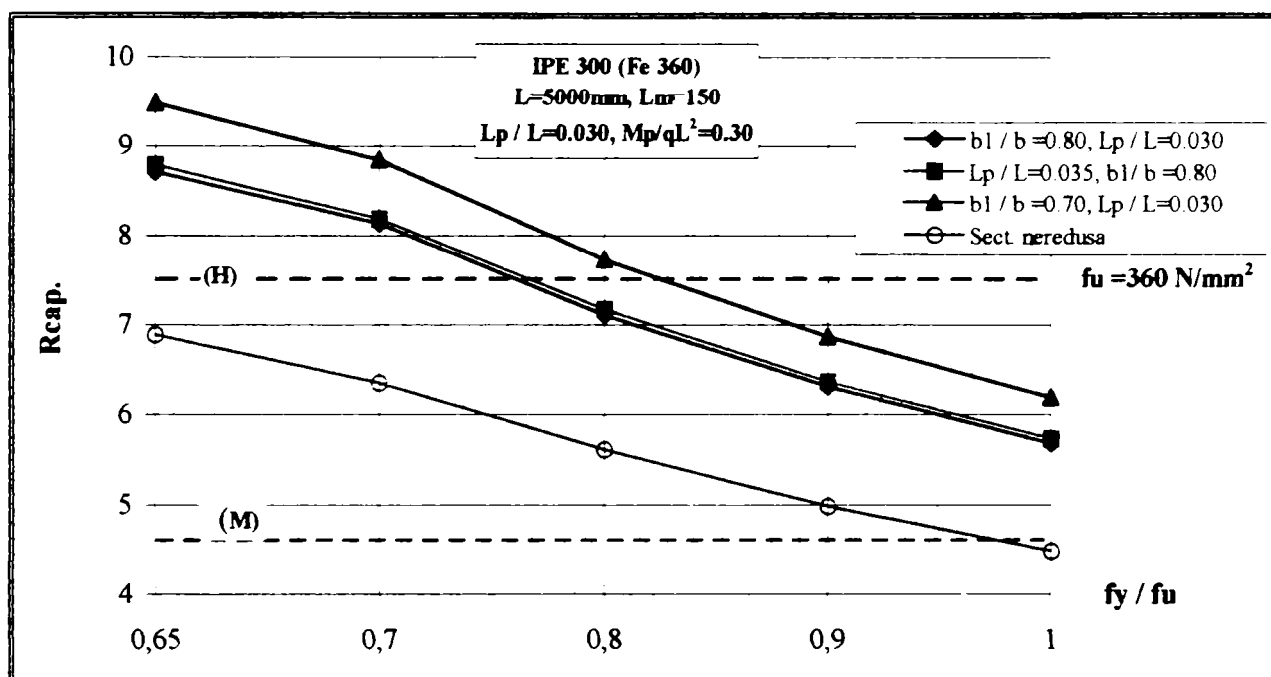


Fig. 5.35 Influenta raportului f_y / f_u asupra capacitatii de rotire plastice capabile
Fig. 5.35 Influence of yielding ratio on available plastic rotation capacity

Asemenea concluzii, ca si cele prezentate anterior, se remarca si in cazul elementului cu sectiune redusa variabil. In figura 5.36 se prezinta influenta parametrilor geometrici asupra capacitatii de rotire; in comparatie cu sectiune neredusa se constata o crestere a capacitatii de rotire intre 26-50%, functie de reducerea talpilor. Comparand diagramele din figurile 5.32, 5.36 se observa o diferenta intre alura curbelor. In primul caz (Fig. 5.32) apare o continua descrestere; in al doilea caz (Fig. 5.36) descresterea este mai lenta pana la nivelul inceperii reducerii sectiunii, dupa care apare o descrestere mai abrupta. Diferenta se datoreaza conceptului de proiectare, deoarece in cazul al doilea reducerea sectiunii variaza cu diagrama momentului necesar, forma obtinuta este mai avantajoasa atat din punct de vedere al rezistentei cat si din punct de vedere al deformabilitatii inelastice (pentru $b_1 / b = 0.90$, $b_2 / b = 0.70$ se obtine o rotire cu 22% mai mare fata de sectiune neredusa). In general pentru a obtine capacitati de rotire ridicate, (H), se recomanda $b_1 / b = 0.85 \dots 0.75$ si $b_2 / b = 0.60 \dots 0.55$.

Efectul neluarii in considerare a fortelor gravitationale se prezinta in figura 5.37. In acest caz subestimarea capacitatii de rotire este mai mare cu aproximativ 35%, deoarece geometria sectiunii depinde mai mult de forma diagramei momentului in comparatie cu situatia reducerii constante a talpilor.

La fel in figura 5.38 se arata efectul fortelor gravitationale asupra capacitatii de rotire. Cresterea fortelor gravitationale, $M_p / qL^2 = 0.25..0.30$ reduce capacitatea de rotire plastica cu aproximativ 16-23% in comparatie cu raportul $M_p / qL^2 = 0.60...0.80$. Deasemenea efectul cresterii limitei de curgere se prezinta in diagrama figurii 5.39, in care se remarca din nou efectul favorabil care confera conceptul "dog-bone" pentru eliminarea problemelor legate de cresterea limitei de curgere.

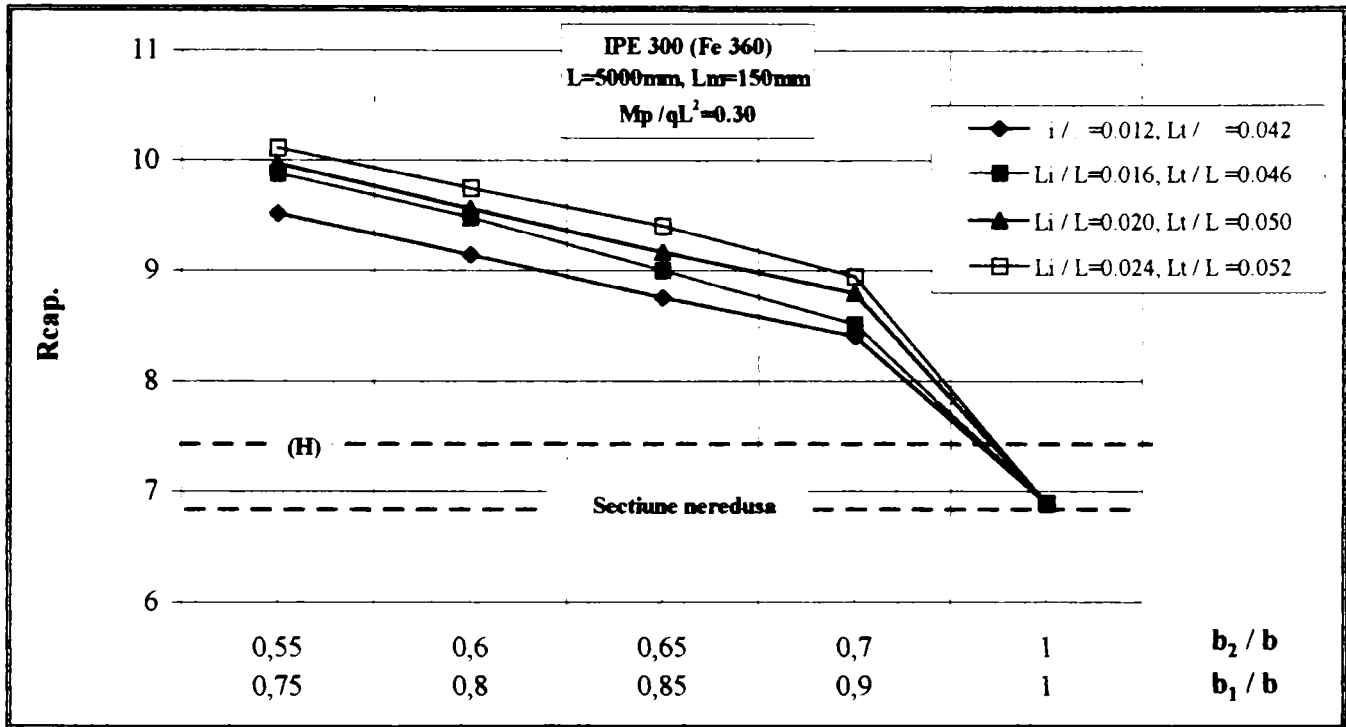


Fig. 5.36 Influenta parametrilor geometrici asupra capacitatii de rotire plastice
Fig. 5.36 Influence of geometrical parameters on available plastic rotation capacity

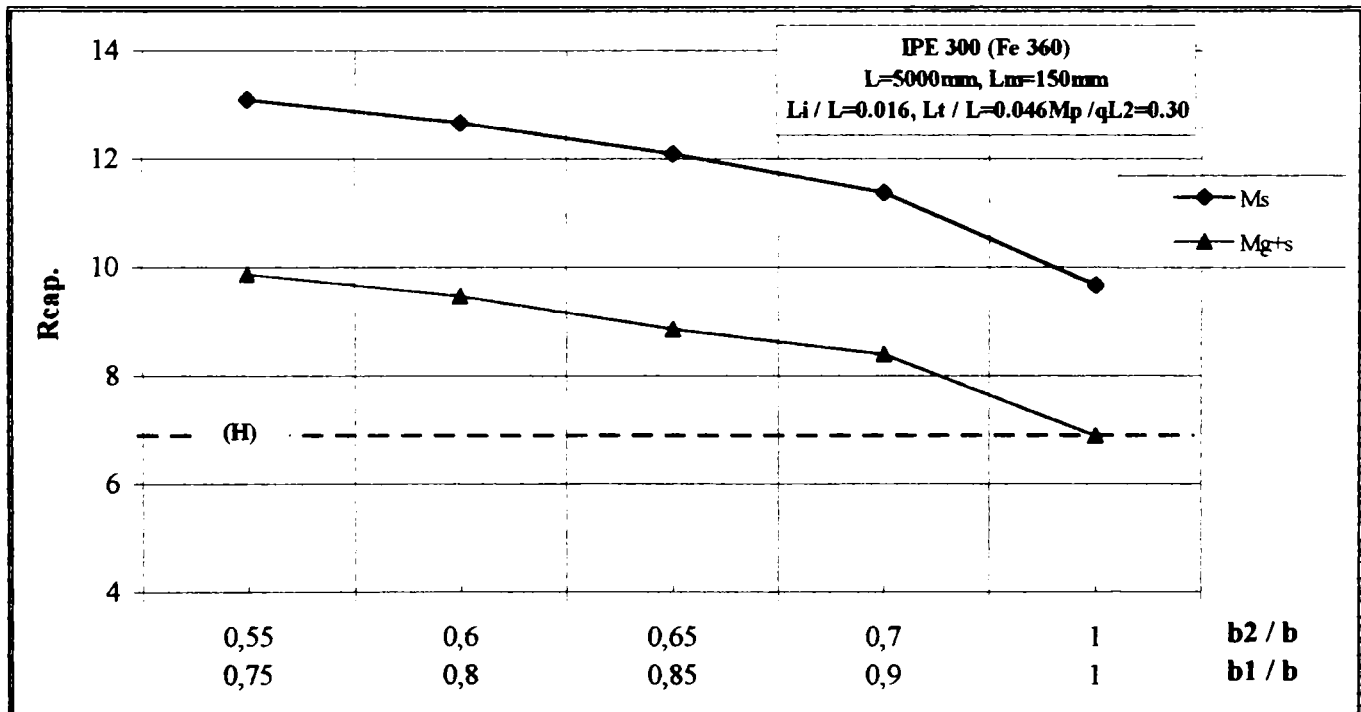


Fig. 5.37 Influenta sistemului de incarcare asupra capacitatii de rotire capabile
Fig. 5.37 Influence of loading system on available plastic rotation capacity

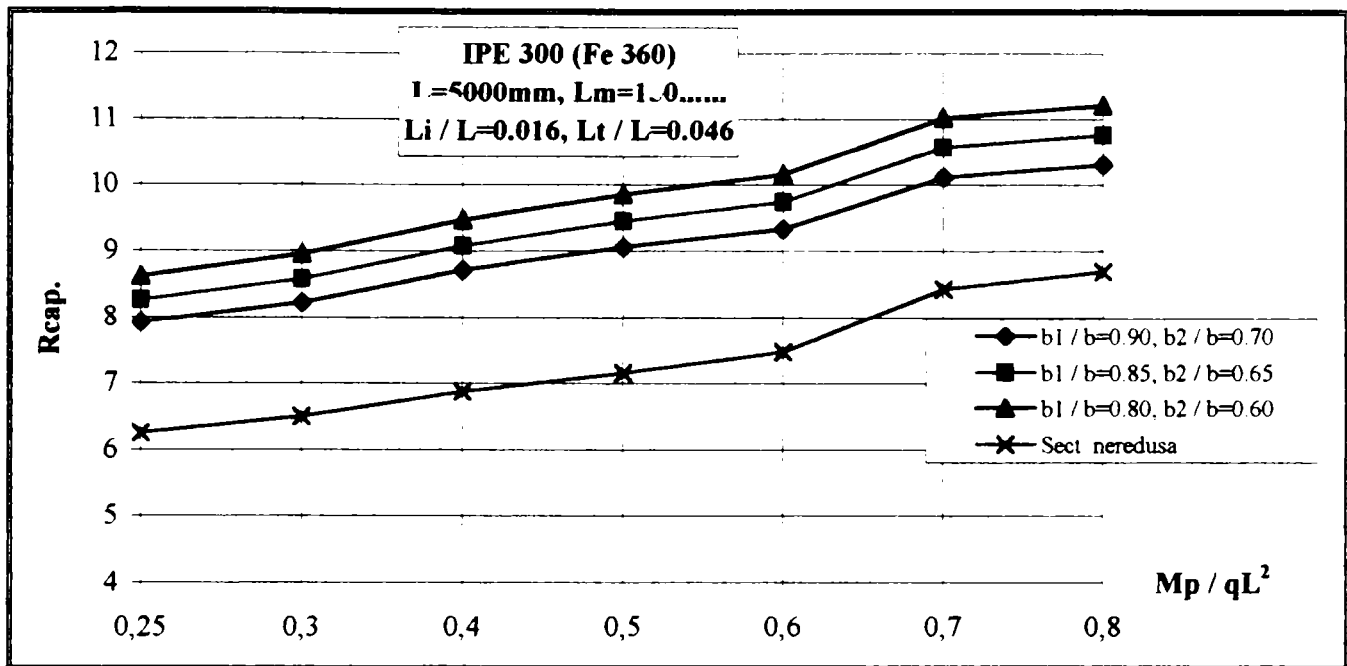


Fig. 5.38 Influenta fortelor gravitationale asupra capacitatii capabile de rotire
Fig. 5.38 Influence of gravitational loads on available plastic rotation capacity

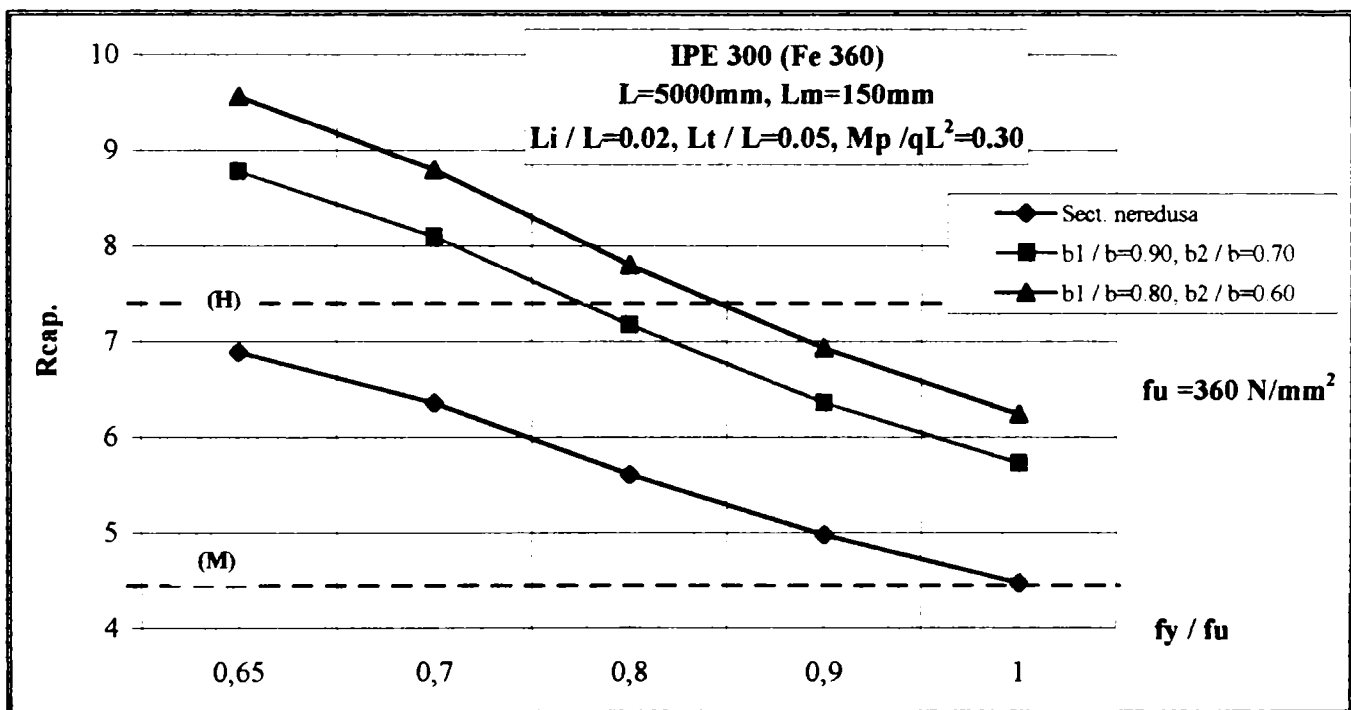


Fig. 5.39 Influenta raportului f_y / f_u asupra capacitatii capabile de rotire
Fig. 5.39 Influence of yielding ratio on available plastic rotation capacity

Pentru studiul analitic al efectului planseului asupra capacitatii de rotire se foloseste conceptul grinzii standard. Se cunoaste ca atunci cand momentul incovoietor devine pozitiv, planseul lucrind in compresiune, participa impreuna cu grinda metalica marind momentul din partea stanga, $M_L = M_{p,b} + M_{p,planseu}$ (Fig. 5.40a). In partea dreapta planseul lucreaza la intindere, in stadiul fisurat, momentul fiind $M_R = M_{p,b}$. Considerand o crestere a momentului datorita contributiei planseului cu 10...30% se constata o reducere a capacitatii de rotire plastice intre 5-10% (Fig. 5.40b). Totusi aceasta reducere poate fi mai mare depinzand de geometria sectiunii reduse, de aportul fortelor gravitationale, de variatia limitei de curgere, nefiind usor de determinat exact.

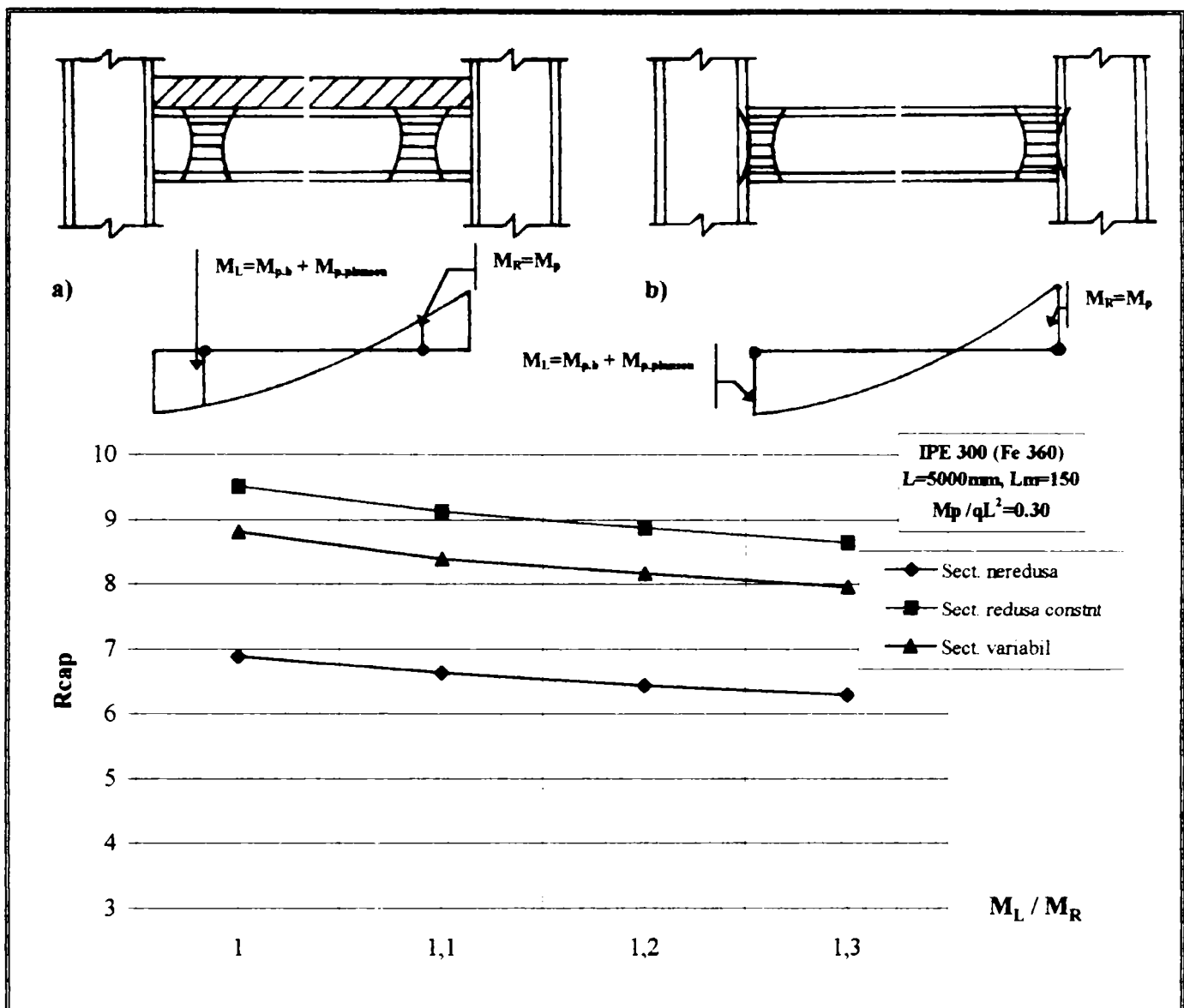


Fig. 5.40 Influenta plaseului asupra capacitatii de rotire capabile
 Fig. 5.40 Influence of foolor slab on available rotation capacity

5.6.3 Solutie de solidarizare a nodului cu folosirea rigidizarilor (i) Considerente de proiectare

Alternativa pentru indepartarea articulatiei plastice de la fata stalpului reprezinta solutia solidarizarii nodului cu ajutorul unor rigidizari verticale (ribs) sau compuse (rigidizari verticale si inclinate, haunches). Deoarece evidenta experimentală a demonstrat ca ambele solutii au o comportare asemanatoare, abordarea lor se face impreuna. Detaliile constructive precum si conceptul de proiectare sunt prezentate in figura 5.41a,b,c.

In cazul folosirii solutiilor de intarire cu rigidizari se presupune ca dezvoltarea articulatiilor plastice se produce la o distanta, L_p , de la fata stalpului egala cu lungimea rigidizarii, L_r , plus o distanta $h/3$ de la muchia rigidizarii (Fig. 5.41a). Alegerea lungimii rigidizarilor, L_r , se face din urmatoarele considerente:

- articulatia plastica sa se formeze la o distanta suficient de mare de la fata stalpului;
- folosirea rigidizarilor sa nu transforme modul de cedare prin incovoiere a grinzilor ($L/h \geq 4.0$);
- folosirea rigidizarilor prea lungi conduce la formarea articulatiei plastice prea departe de la fata stalpului la o zona mai putin solicitata, suprasolicitarea raminand tot la fata stalpului.

Avand in vedere cele 3 considerente se recomanda sa se ia $L_r = 0.5h \dots 1.0h$ (h , inaltimea sectiunii transversale). Pentru dimensionarea zonei intarite trebuie luat in considerare pe de o parte faptul ca momentul plastic capabil al zonei solidarizate, sa fie cu 5-10% mai mare decat momentul plastic necesar, iar pe de alta parte efectul ecruisarii si a variabilitatii limitei de curgere. Creserea momentului nu trebuie sa fie prea mare ca sa nu conduca la supradimensionarea excesiva a stalpului.

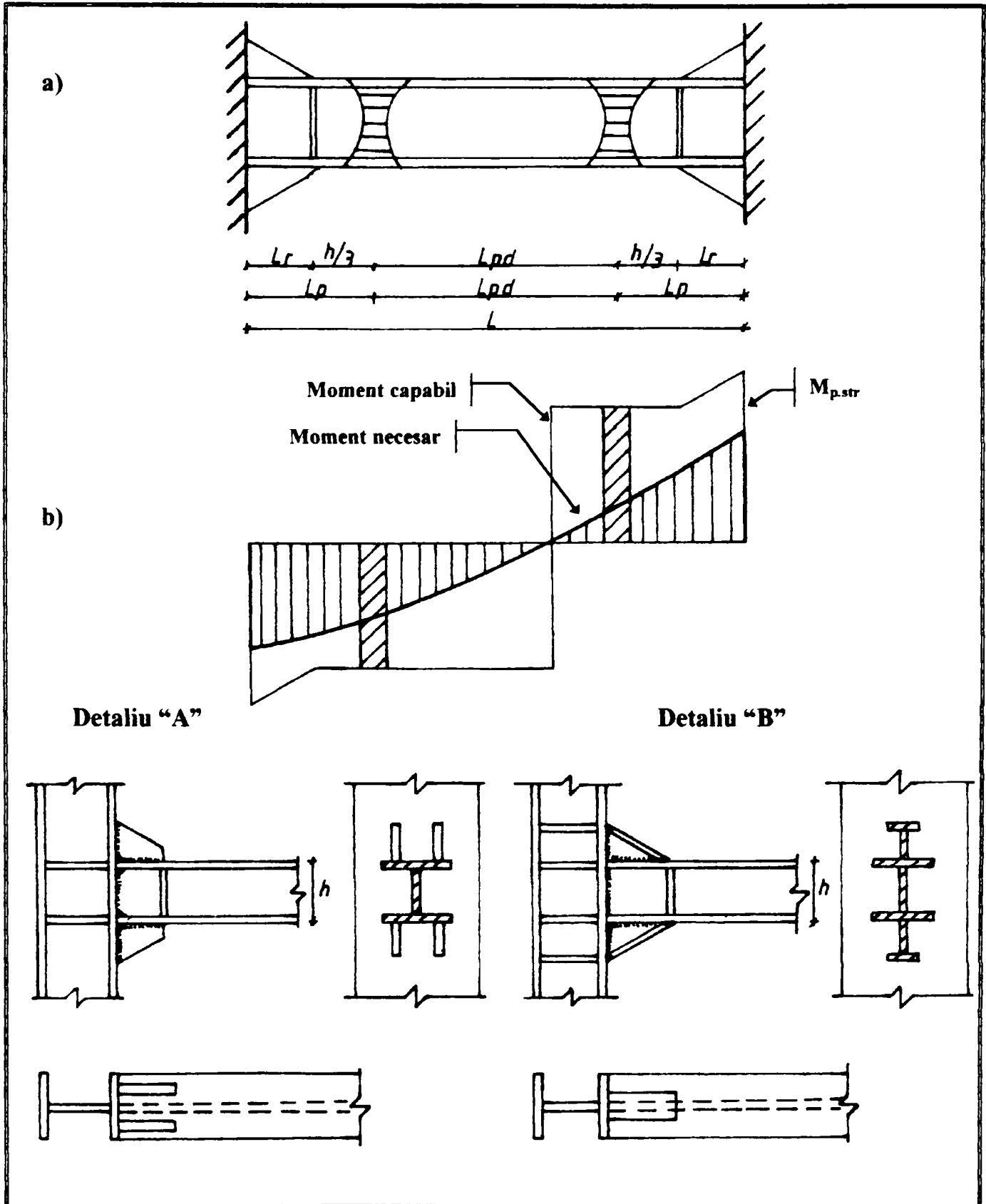


Fig. 5.41 Reprezentarea conceptului solidarizarii nodului
Fig. 5.41 Representation of the reinforced connection concept

Pentru determinarea momentului din zona solidarizata, $M_{p, str}$, la fata stalpului, se considera schema de calcul din figura 5.42.

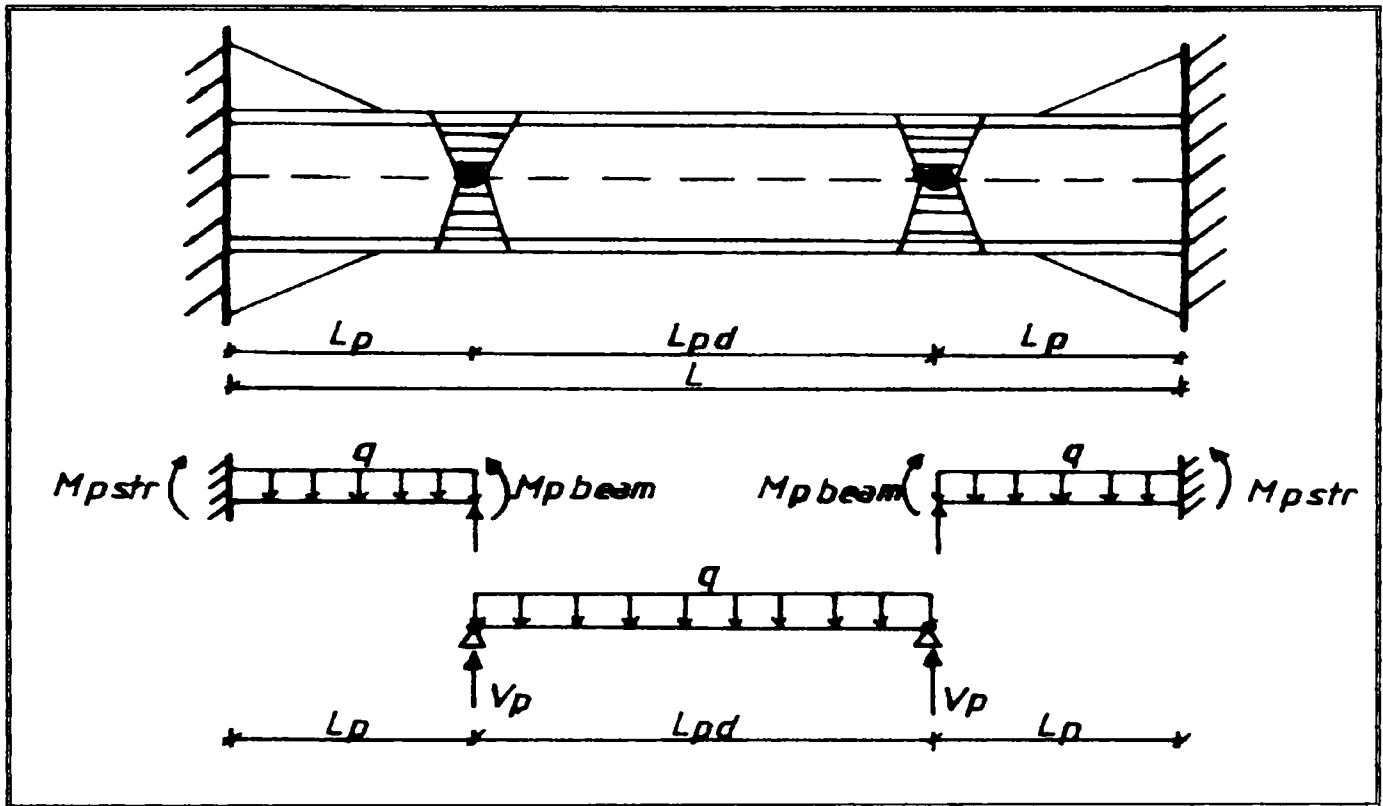


Fig. 5.42 Schema de calcul pentru determinarea momentului zonei solidarizate
 Fig. 5.42 Calculation of moment demands at the reinforced zone

Scriind momentul pentru consola din stanga dupa efectuarea calculelor rezulta:

$$M_{p, str} = \gamma_s M_{p, b} \left[\left(\frac{2L_p}{L_{pd}} + 1 \right) + \frac{L_p}{2\alpha L^2} \left(L_{pd} - \frac{L_p}{2} \right) \right] \quad (5.25)$$

in care:

- L_p - distanta de la fata stalpului pana in locul formarii articulatiei plastice, se ia egal cu $L_p = L_r + h / 3$;
- L_{pd} - distanta intre articulatiile plastice, $L_{pd} = L - 2L_p$;
- α - aportul fortelor gravitationale care se ia egal cu $\alpha = M_p / qL^2$;
- $M_{p, b}$ - momentul plastic al grinzii;
- γ_s - coeficient de variabilitate a zonei solidarizate care tine cont de efectul ecrusarii, a variabilitatii limitei de curgere si a cresterii suplimentare cu 5-10% a momentului pentru asigurarea solidarizarii. Se poate lua egal cu $\gamma_s = (1.05 \dots 1.10) 1.20 f_{y, max} / f_{y, min}$.

Relatia (5.25) poate fi scrisa sub forma:

$$\frac{M_{p, str}}{M_p} = \gamma_s \left[\left(\frac{2L_p}{L_{pd}} + 1 \right) + \frac{1}{2\alpha} \frac{L_{pd}^2}{L^2} \left(\frac{L_p}{L_{pd}} - \frac{1}{2} \frac{L_p^2}{L_{pd}^2} \right) \right] \quad (5.25a)$$

Relatia (5.25a) depinde de raportul fortelor gravitationale, de lungimea rigidizarilor, L_r , de deschiderea elementului, L , precum si de factorul de variabilitate a zonei solidarizate, γ_s .

Relatia (5.25b) se reprezinta in figura 5.43; se observa ca cresterea fortelor gravitationale conduce la marirea necesitatilor solidarizarii nodului (Fig. 5.43a). Prin alegerea corespunzatoare a factorului γ_s se poate regla dimensionarea zonei solidarizate in asa fel incat sa nu rezulte momente foarte mari la fata stalpului (Fig. 5.43a,b,c). Pentru aceasi geometria a nodului si pentru acelasi raport al fortelor gravitationale, M_p / qL^2 , cresterea factorului γ_s conduce la marirea momentului $M_{p, str}$. In general se recomanda un coeficient $\gamma_s = 1.30 \dots 1.50$ ceea ce conduce la o crestere a momentului cu 40-70% fata de momentul plastic al grinzii. Atunci cand se cunoaste raportul variabilitatii limitei de curgere, $f_{y max} / f_{y min}$, se calculeaza coeficientul γ_s cu ajutorul acestui raport. In figura 5.43b,c se prezinta efectul alegerii unui coeficient intre 1.30 si 1.50 asupra momentului $M_{p, str}$ pentru diferiti parametri de dimensionare.

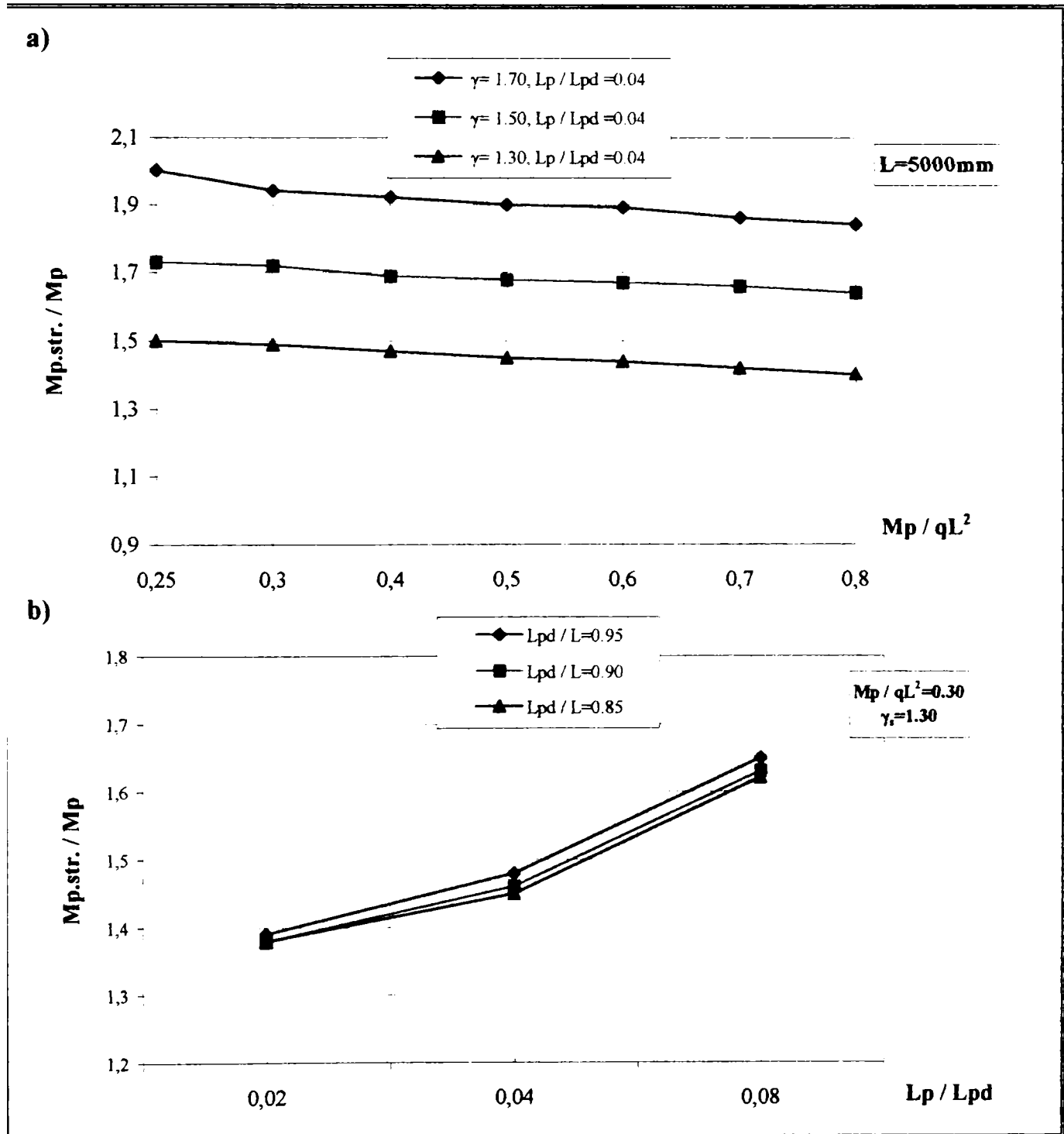


Fig. 5.43 Infuenta coeficientului de variabilitate a zonei soidarizate

Fig. 5.43 Influence of reinforced variability coefficient on moment demands at the reinforced zone

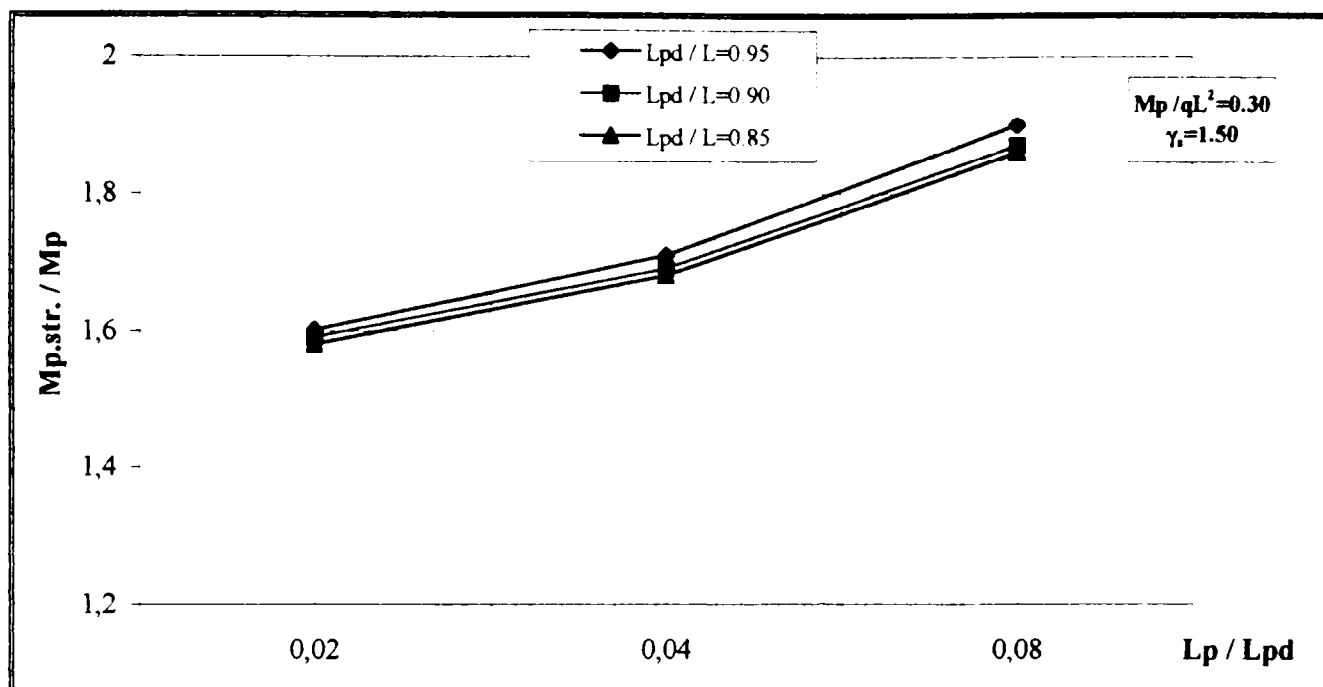


Fig. 5.43 continuare

Fig. 5.43 continued

Solutiile cu rigidizari pot fi competitive numai in conditiile in care materialul depus de sudare este suficient de tenace, iar executarea sudurilor este de inalta calitate. S-au remarcat cazuri (in laborator) in care, chiar atunci cand sudurile au trecut verificarile normelor de sudare, ele au cedat in mod fragil⁸⁰. In general se recomanda solutiile complet sudate a imbinarii grinda-stalp cu un numar mare de nedeterminare statica, deoarece chiar atunci cand cedeaza anumite cordoane de sudura prinderea este asigurata, nepermitand colapsul riglei cadrului din incarcari gravitationale. Aceste solutii conduc la un numar mare de suduri pe santier uneori in pozitii dificile de sudare, ceea ce reduce calitatea executiei si creste costul de executie. Ca o alternativa se poate folosi conceptul ramificatiei (tree concept), reducand numarul sudurilor pe santier prin realizarea unor ramificatii ale stalpilor executati in fabrica, iar imbinarea intre rigla cadrului si ramificatia sa se execute pe santier, fie ca o solutie complet sudata, fie cu suruburi de inalta rezistenta.

(ii) Analiza factorilor care influenteaza capacitate de rotire a grinzilor cu rigidizari

Pentru studiul analitic al deformabilitatii elementelor cu rigidizari verticale sau compuse, Fig. 5.41 se utilizeaza grinda standard care tine cont de schimbarea locului formarii ale articulatiilor plastice, totodata considerandu-se si influenta fortelor gravitationale. Determinarea capacitatii de rotire plastica se face cu programul DUCTROT'95, iar efectul racordului intre inima-talpa sectiunilor laminate se introduce prin coeficientul de corectie c_r . Capacitatile de rotire, R_{cap} , ale acestor solutii sunt evaluate in ipoteza ca toata actiunea se concentreaza in grinda, nodul fiind suficient de rigid prin folosirea placilor de continuitate sau a placilor de rigidizare pe inima stalpului.

In figura 5.44a,b se prezinta influenta parametrilor geometrici asupra capacitatii de rotire. Cresterea lungimii rigidizarii, L_r , conduce la marirea capacitatii de rotire cu aproximativ 15% in comparatie cu solutia nerigidizata. De asemenea se poate constata importanta locului formarii articulatiei plastice (Fig. 5.44a,b). Din diagrama figurii 5.44a se observa ca indepartarea cu $h/3$ de la muchia rigidizarii sporeste cu inca 4% capacitatea de rotire a elementului. Totusi din diagrama figurii 5.44b, pentru aceleasi lungimi ale rigidizarilor, se

evidentiaza deosebita importanta a distantei, L_{pd} , intre articulatiile plastice; reducerea distantei micsoreaza capacitatea de rotire a grinzii, deoarece cu cat se scurteaza distanta L_{pd} grinda se transforma de la un element cu cedare prin incovoiere la un element cu cedare prin taiere. In cazul cadrelor de "incovoiere" se admite numai situatia cedarii prin incovoiere. Ca atare pentru a mentine capacitate de rotire la un nivel ridicat, (H), se recomanda pentru dimensionarea acestor solutii rapoarte $L_p / L = 0.040 \dots 0.080$ si $L_{pd} / L = 0.95 \dots 0.90$.

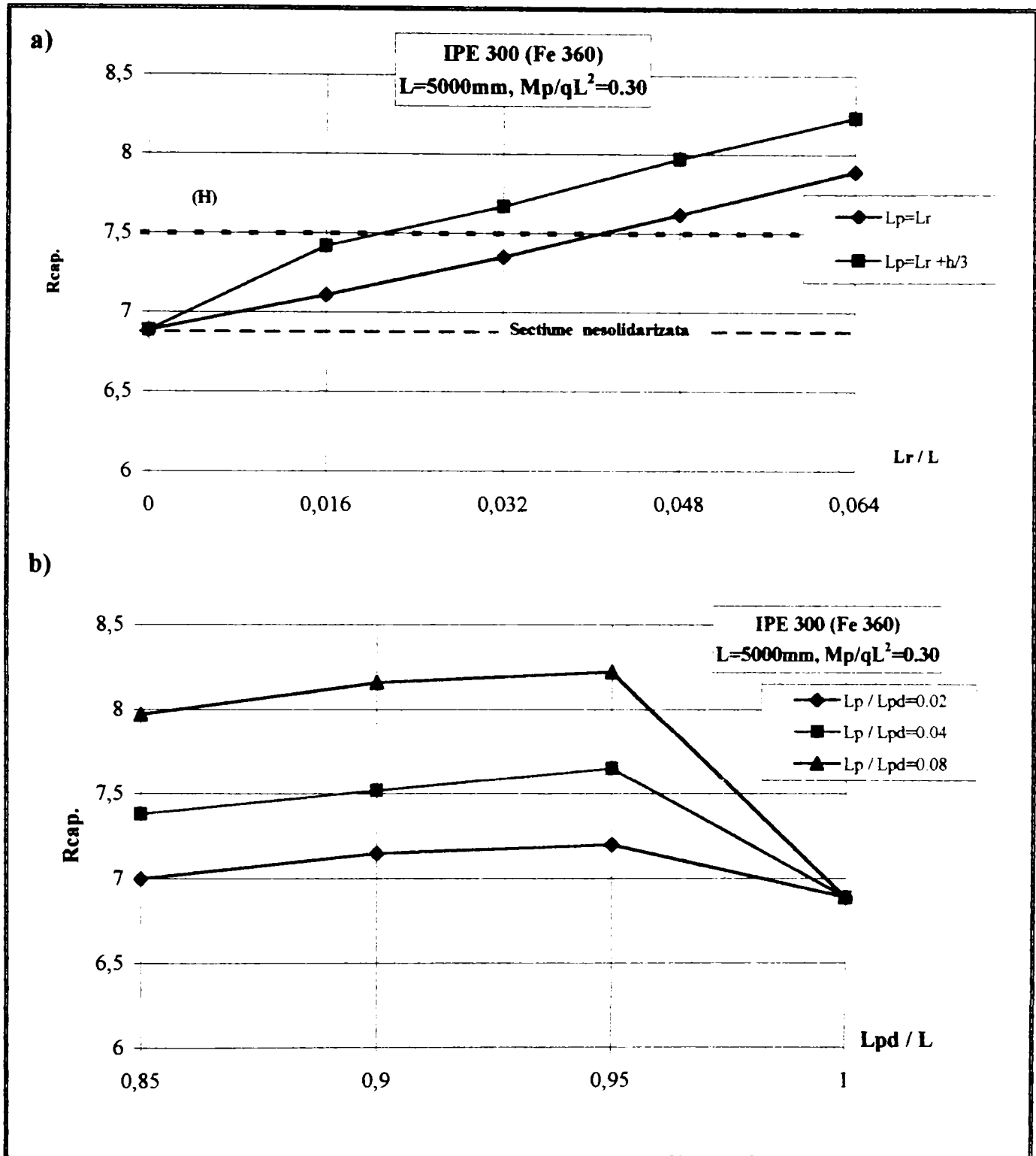


Fig. 5.44 Influenta parametrilor geometrici asupra capacitatii de rotire capabile
Fig. 5.44 Influence of geometric parameters on available plastic rotation capacity

In general, comparand solutiile "dog-bone" si conceptul solidarizarii nodului se remarca o superioritate a primei solutii fata de a doua (Fig. 5.44, 5.32, 5.36).

Influenta sistemului de incarcare se arata in figura 5.45. Ca si in cazul conceptului "dog-bone" neluarea in considerare a fortelor gravitationale conduce la supraestimarea capacitatii de rotire plastice cu aproximativ 36%, fiind o diferenta mare care trebuie luata in considerare pentru calculul ductilitatii locale ale acestor solutii constructive. Intrucat, aportul fortelor gravitationale afecteaza dezvoltarea rotirii este necesar sa se studieze efectul acestora; pentru forte gravitationale relativ mari, $M_p / qL^2 = 0.25..0.30$, capacitatea de rotire scade cu 16-22% cand se compara cu forte gravitationale relativ mai mici, $M_p / qL^2 = 0.60...0.80$ (Fig. 5.46). Trebuie subliniat ca raporturile recomandate, $L_p / L = 0.040...0.080$ si $L_{pd} / L = 0.95...0.90$, asigura o ductilitate ridicata, (H), chiar si pentru forte gravitationale mari.

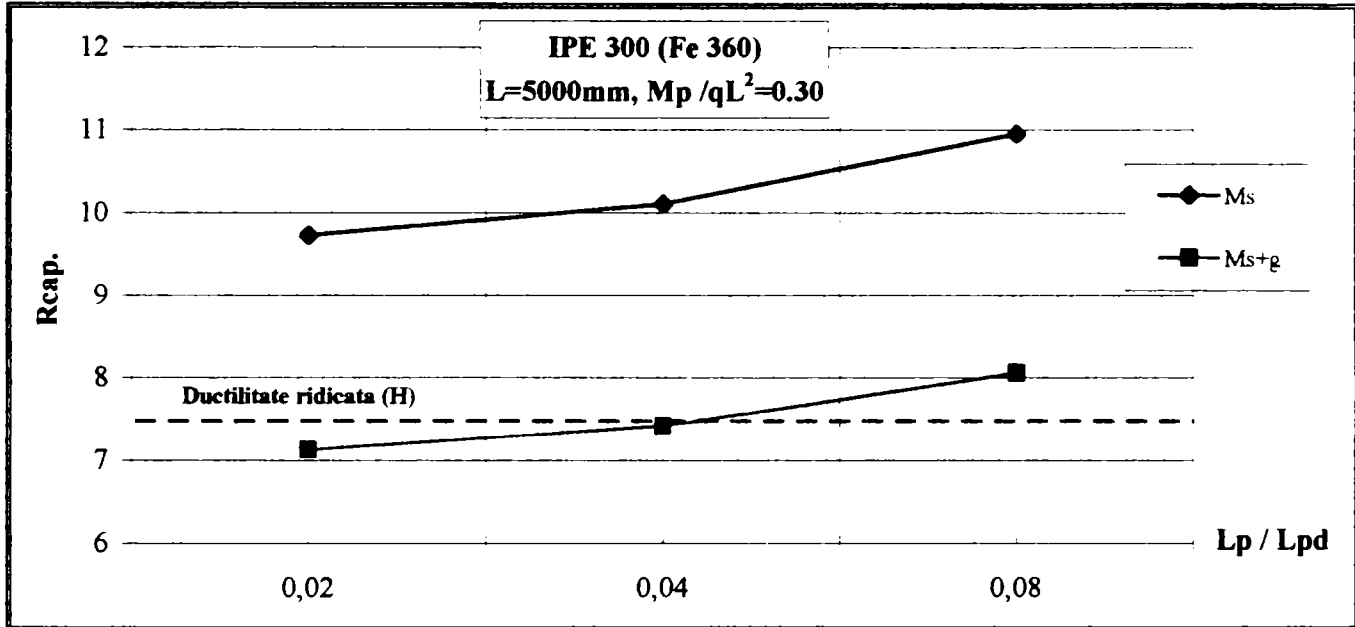


Fig. 5.45 Influenta sistemului de incarcare asupra capacitatii de rotire
 Fig. 5.45 Influence of loading system on available plastic rotation capacity

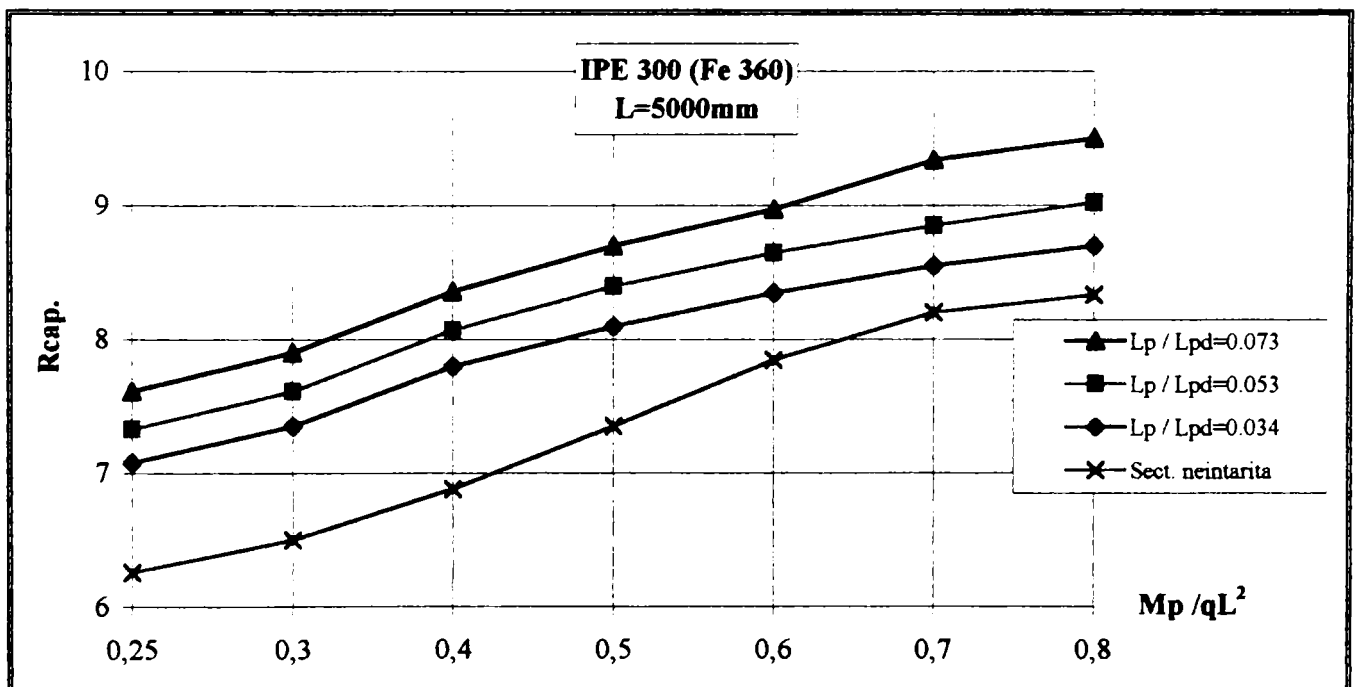


Fig. 5.46 Influenta fortelor gravitationale asupra capacitatii de rotire capabile
 Fig. 5.46 Influence of gravitational loads on available plastic rotation capacity

Folosand aceleasi considerente ca si cele expuse in paragraful anterior, pentru studiul analitic al efectului planseului se observa o reducere cu 4% a capacitatii de rotire pentru o crestere a momentului pozitiv, M_L , cu 10% fata de momentul plastic al grinzii solidarizate ajungand pana la 9% pentru cresterea cu 30% a momentului $M_{p, str}$ datorita efectului planseului (Fig. 5.47a,b). Procentul de reducere este relativ mic in comparatie cu ceilalti factori de influenta a ductilitatii locale, putand fi si mai mare functie de geometria rigidizarii, deschiderea elementului. Dar totusi interactiunea grinzii cu planseul contribuie nefavorabil, la suprasolicitarile sudurilor pentru imbinarea grinda-stalp si a talpilor grinzii cu rigidizarile, mutand articulatia plastica inspre capatul grinzii datorita nepemiterii voalarii libere a talpii superioare grinzii cadrului. In general se recomanda minimizarea efectului planseului printr-o detaliere adecvata la o zona egal cu $d=0.80h \dots 1.80h$, (Fig. 5.47c).

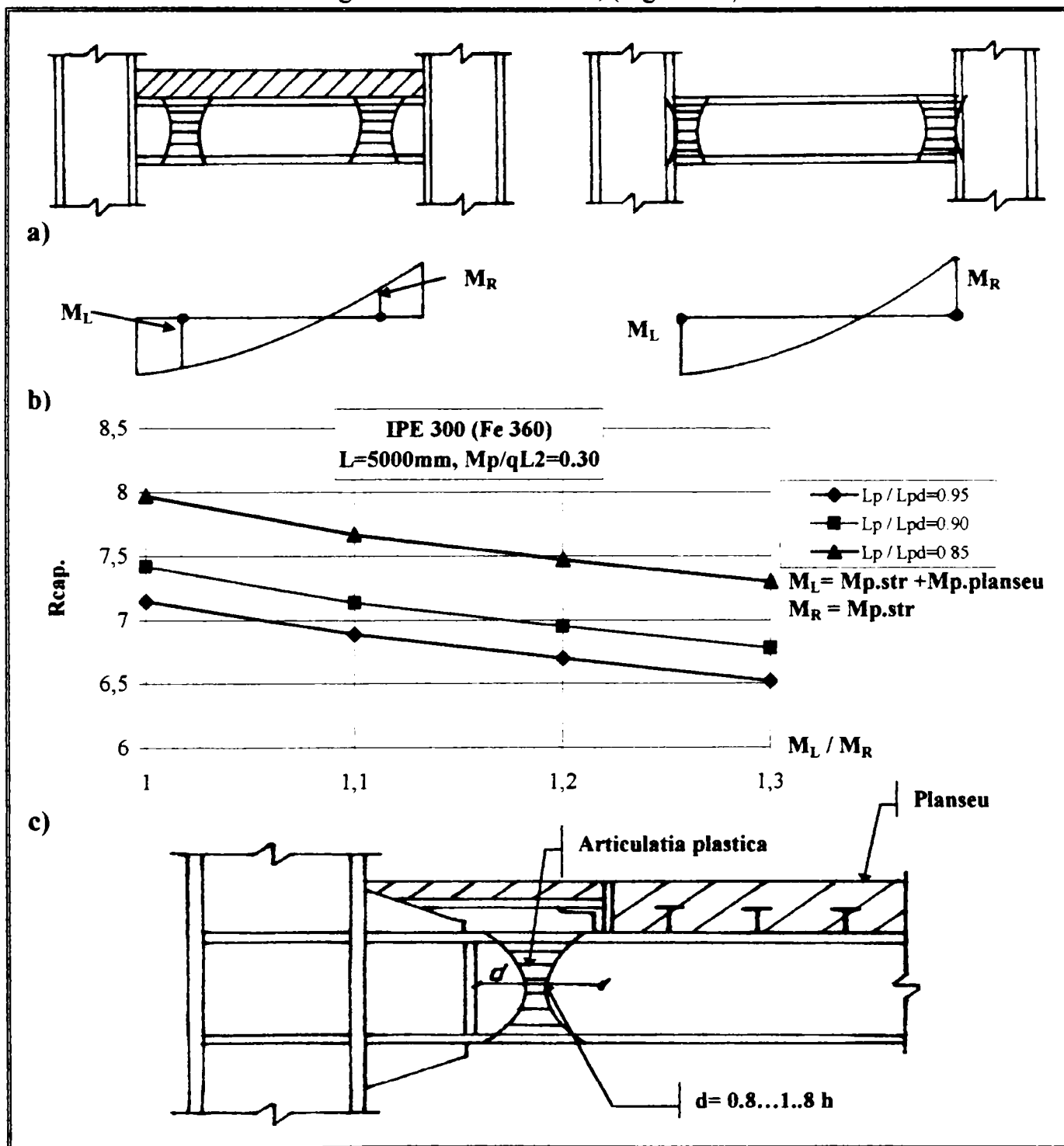


Fig. 5.47 Infuenta planseului asupra capacitatii de rotire capabile
Fig. 5.47 Influence of floor slab on available rotation capacity

Chap. 5 INFLUENCE OF THE CONSTRUCTIONAL DETAILS ON THE LOCAL DUCTILITY

Summary

The first part of this chapter is devoted to the study of the influence of fabrication details such as hot-rolling, welding and initial geometrical imperfections, on the available plastic rotation of elements. The second one is devoted to study some new joint details which can improve the local ductility of the element.

Generally hot-rolled profiles widely used in structural design provide different ductility capacity than welded sections. A plastic collapse mechanism which takes into account the influence of rigid zone created by the junction of flange and web is proposed in Fig 5.3. For this mechanism the ultimate rotation can be calculated using relationships (5.5b) for beams and (5.5c) for beam-columns. The comparison between theoretical and experimental values, for the proposed mechanism, is presented in Fig 5.4, Tab 5.1, showing a good correspondence. In order to quantify the contribution of the junction on plastic rotation capacity a simplified coefficient is determined (5.7). Applying the coefficient c_r , the results obtained by DUCTROT computer program can be used for evaluation of the plastic rotation capacity of hot-rolled sections. In table 5.2 some basic design parameters for IPE, HEA and HEB sections were presented.

In the same way, a plastic collapse mechanism which takes into account the influence of the weldments dimensions is proposed in Fig. 5.6. By introducing relationships (5.8a), (5.8b) in (5.5b) and (5.5c) the ultimate rotation of welded built-up sections can be determined. The comparison between theoretical and experimental values is showed in Fig. 5.7, Tab. 5.3. It can be observed a good correspondence, taking into account the lack of data concerning the weldments' dimensions of the tested elements. A simplified coefficient of correction, c_w , which introduces the effect of weldments, is proposed in (5.9). Applying the coefficient, c_w , the results obtained by DUCTROT computer program can be used for the evaluation of the plastic rotation of welded built-up sections.

In Fig. 5.9 the influence of junction for different IPE, HEA and HEB beam is plotted. One can see the importance of the increasing of plastic rotation capacity of the hot-rolled sections as compared to the same sections in which the influence of a rigid zone is neglected. In Fig 5.13 a comparison between hot-rolled and welding built-up sections is presented, showing the increased ductility capacity of the hot-rolled sections. In high seismic areas hot-rolled profiles is recommended for use.

For the same local plastic mechanism (Fig. 5.3) a study concerning the effect of initial geometrical imperfections was made considering the cross-section imperfections due to out of squariness or element straightness, Fig. 5.14. It can be concluded that this effect can be neglected, when the local plastic mechanism method is used (Fig. 5.15, 5.16).

Some new constructional details have been proposed for use in steel moment resisting frames to avoid the brittle failures observed in welded beam-to-column connections after the

Northridge (1994) and Kobe (1995) earthquakes. Two design concepts have been developed to move the plastic hinge away from the face of the column:

- strengthening the connections by adding cover plates, ribs, haunches, Fig. 5.18, 5.19;
- weakening the beam(s) over a specific segment near the column, Fig. 5.20, 5.21.

The development of the composite action due to the presence of a concrete floor slab may have been responsible for a number of beam flange fractures. So, to minimize the composite action floor slab - steel beam some constructional details were proposed, Fig. 5.22. The standard beam, which considers the relocation of the plastic hinges away from the column face, is presented in Fig. 5.23.

The shape and the main geometrical parameters of the “dog-bone” concept, with constant or variable reduced beam section, were illustrated in Fig. 5.24, 5.29. Design relationships for the direct sizing of both solutions were developed. In case of constant reduced beam section, using relationships (5.18a), (5.18b) the reduction of beam flanges can be obtained, while in order to promote strong column-weak beam the relationship (5.20b) or (5.20c) can be used. Some tables which can facilitate the sizing of such sections in current design practice was proposed, Tab 5.4a, 5.4b. In the case of the variable, reduced beam section, using relationships (5.22a), (5.22b) and (5.23a), (5.23b) one can obtain the reduction of beam flanges. In the same way, some tables for direct sizing of the variable reduced beam section was proposed, Tab. 5.5. The main factors which influence the local ductility RB sections are the geometrical parameters, Figs. 5.32, 5.36, the considered loading system, Figs. 5.33, 5.37, the effect of gravitation loads, Figs. 5.34, 5.38 the floor slab effect, Fig. 5.40. The use of “dog-bone” concept can minimize the variability of yield stress, due to strain hardening, random variability of plates, keeping at high values rotation capacity of the element, Fig. 5.39. The importance of considering the gravitational loads results from the Figs. 5.33, 5.34, in the case of constant reduced beam section, and Figs. 5.37, 5.38, in the case of variable beam section. Neglecting of this effect can be lead to choose incorrect geometrical parameters and also to under estimate the available plastic rotation capacity of the beam. Thus, in analysis of such beams the influence of gravitational loads must be considered, otherwise the favourable effect of weakening may be questionable.

Concerning the strengthening scheme the geometry and the concept of design were illustrated in Fig. 5.41, 5.42. Using relationship 5.25 or 5.25a, the sizing of the reinforced zone can be obtained, as well as, the moment of face at the face of the column in order to promote strong column - weak beam frames. Special attention must be paid on the variability coefficient, γ_s , in order to avoid the overstrength of the reinforced zone which can lead to an excessive increasing of the column size. A value between 1,30 ... 1,50 can be assure the developing of the plastic hinge away from the column face, avoiding the aforementioned problems, Fig. 5.43. The main factors which influence the local ductility of strengthened scheme are the (plate) rib length, the loading system considered, the gravitation loads and the floor slab effect Figs. 5.44, 5.45, 5.46, 5.47. Long plates can lead to shear failure also reducing the plastic rotation capacity, Fig. 5.44b. Thus, a ratio $L_p / L = 0.040 \dots 0.080$ and $L_{pd} / L = 0.90 \dots 0.95$ are recommended to be used, Fig. 5.44. It is important to notice that the strengthening solution can be effective when the welding material have sufficient toughness and the welding is executed with high quality, otherwise a brittle failure may be observed at the column face, in such a case the movement of the plastic hinge is not achieved.

DUCTILITATEA GLOBALA CADRELOR NECONTRAVANTUITE

6.1 Generalitati. Definirea ductilitatii globale

Ductilitatea globala se refera la capacitatea unei structuri de a se deforma plastic fara pierderea substantiala a rezistentei si coeziunii ei inainte de rupere. Aceasta definitie constituie abordarea calitativa a ductilitatii globale, iar problema cantitativa permite diferite abordari datorita dificultatii determinarii exacte a starii limita (de curgere, ultima de rupere) in cadrul structurilor reale cu mai multe grade de libertate. Ca atare, ca si in cazul ductilitatii locale, in literatura de specialitate nu este data o definitie cantitativa universal valabila. In paragraful 2.1.3 sunt prezentate diferite concepte care stau la baza determinarii ductilitatii structurale. In cadrul acestui capitol nu se va incerca definirea analitica a ductilitatii globale ci se va pune in evidenta efectul modului de conformare a cadrelor necontravantuite asupra comportarii inelastice, luand in considerare interactiunea ductilitatii local-globale. In acest context se vor delimita anumite conditii pentru asigurarea capacitatii de deformare post-elastica in cadrul unei proiectari conceptuale. Totusi, pentru continuitate se vor prezenta succint principalele aspecte legate de ductilitatea globala.

Astfel, pentru o proiectare cat mai reala este necesara stabilirea cat mai corecta a starii limita de curgere si a starii limita ultime. In cea ce priveste definirea starii limita de curgere se pot da ca definitii de referinta urmatoarele⁴⁷:

- deplasarea sau rotirea la prima curgere;
- deplasarea elastica datorita unei incarcari egale cu cea de rupere;
- deplasarea de curgere unui sistem elastic perfect plastic, cu neliniaritate geometrica, avand capacitatea de energie egala cu structura reala.

In cea ce priveste definirea starii limita ultime se pot da ca definitii de referinta urmatoarele:

- deplasarea ultima se da in legatura cu un procent dat de reducere a capacitatii portante^{47,74};
- deplasarea ultima se da in legatura cu atingerea capacitatii de rotire ultime in articulatia plastica critica⁴⁴;
- starea ultima se da ca o limitare a deplasarii absolute sau relative;
- starea limita se da in legatura cu formarea unui mecanism limita, de etaj sau de nod;
- starea ultima se da ca un procent prestabilit de avarie ($I_D > 0.40$)³⁸ sau de rotire necesara impusa, (de ex. 0.03rad)¹³⁴).

Alegerea criteriilor limita este conventionala si functie de criteriile adoptate trebuie sa se asigure performanta structurilor printr-o dimensionare adecvata. De pilda pentru asigurarea impotriva colapsului ar trebui verificat criteriul limitarii rotirii elementelor, iar pentru starea limita de serviciu hotaritorar trebui sa fie criteriul deplasarii (inter-story drift).

In general, evaluarea deformabilitatii globale pentru stabilirea cerintelor de ductilitate se poate face fie cu metode exacte (metoda push-over, metoda time-history), fie cu metode simplificate. Bazele acestor metode se prezinta, pe scurt, in urmatoarele (Fig. 6.1):

- Metoda statica biografica (push-over analysis), care este o metoda statica neliniara in cadrul careia fortele seismice se aplica static cu valori monoton crescatoare dupa diferite legi de distributie ale incarcarii rezultate. Cu ajutorul unui multiplicator, α , succesiv se maresc fortele horizontale obtinandu-se in acest mod o diagrama intre factorul de multiplicare, α , si deplasarea sau rotirea, $\alpha / \alpha_p - \delta / \delta_p$ sau $\alpha / \alpha_p - \theta / \theta_p$ (Fig. 6.1a);
- Metoda dinamica biografica (time-history analysis), in cadrul careia structura este incarcata cu accelerograme inregistrate in timpul evenimentelor seismice sau cu accelerograme artificiale. Cu ajutorul unui multiplicator, λ , se majoreaza acceleratia de baza, a_0 , a accelerogramei considerate; folosind analiza pas-cu-pas se obtin multiplicatorul, λ_p , pentru starea limita de curgere la aparitia primei articulatii plastice si deformatiile respective (θ_p , δ_p) precum si multiplicatorul pentru starea limita ultima considerata, λ_u , si deformatiile respective, (θ_u , δ_u) (Fig. 6.1b). Pentru utilizarea acestor metode sunt dezvoltate programe de calcul cum este de pilda Drain-2D⁴³, Drain 2DX, ANELISE, Drain-3D;
- Prin relatii de calcul simplificate⁴⁴, bazate pe un numar mare de analize dinamice inelastice sau folosand metode simplificate^{5,7}. Formulele simplificate sunt foarte utile pentru proiectarea curenta dar nu pot da informatii asupra distributiei cerintelor de ductilitate pe elementele structurii.

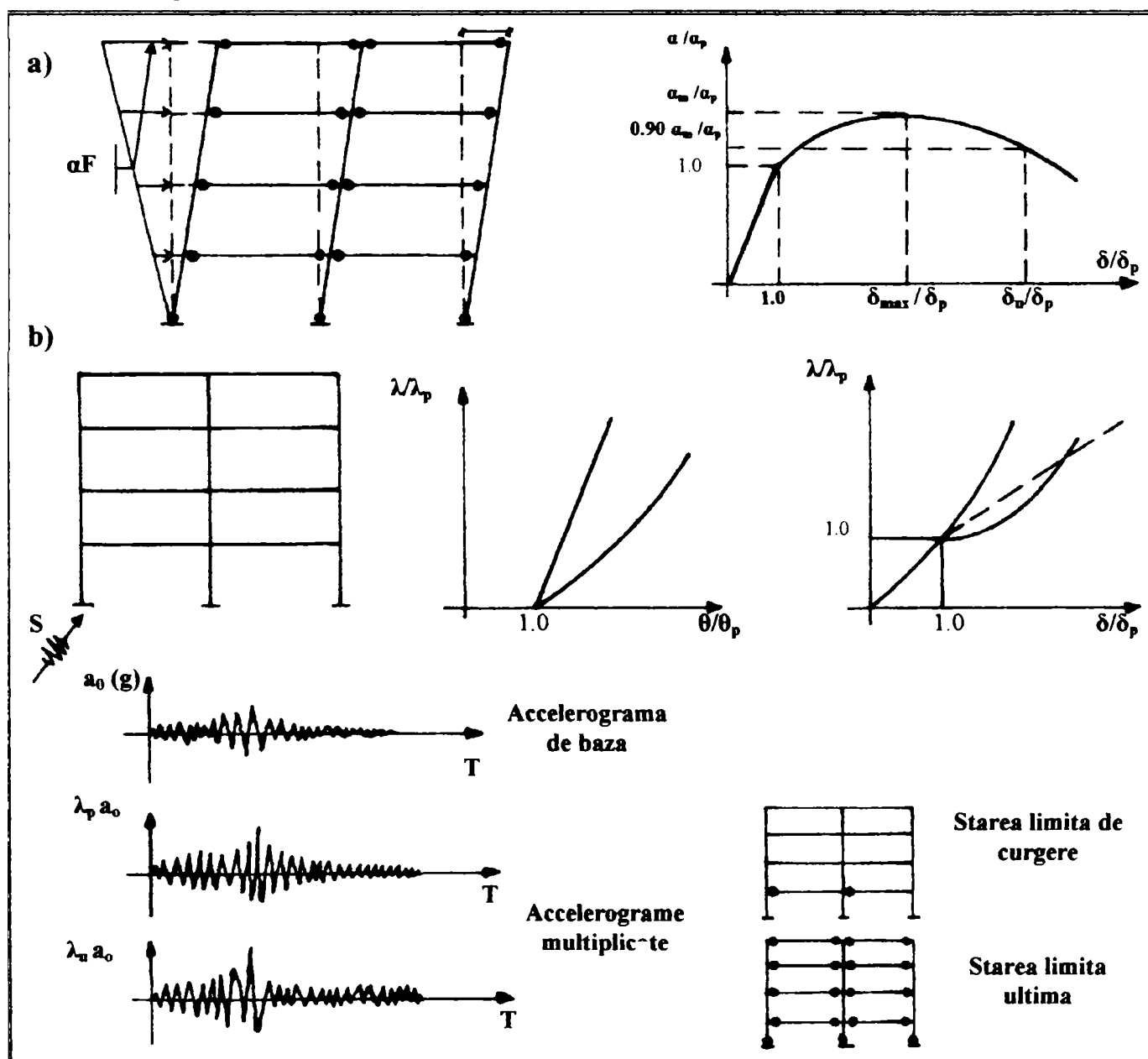


Fig. 6.1 Metode de calcul pentru evaluarea ductilitatii globale
 Fig. 6.1 Methods evaluating the global ductility

In practica de proiectare, de obicei, ductilitatea globala este asociata cu factorul de comportare, q , care exprima capacitatea structurii de disipare a energiei seismice induse, prin deformatii plastice. Determinarea factorului de comportare prezinta un subiect aparte, foarte important in cadrul elaborarii unei metodologii sau unei proiectari bazate pe egala verificare a rezistentei, rigiditatii si ductilitatii, dar nu face parte din subiectul acestei teze. Analizand bibliografia de specialitate se remarca o tendinta de a obtine relatii simplificate pentru calculul factorului de comportare, iar pe de alta parte diversitatea conceptelor folosite (conceptul oboselii, conceptul energetic etc) pentru evaluarea valorica^{38,47,69,116,132}. In cadrul acestui capitol se adopta definitia data in EC-8 in care factorul q este dat ca un raport intre acceleratia maxima, a_u , care produce cedarea structurii si cea care produce prima curgere, a_p .

6.2 Factorii care influenteaza ductilitate globala

Analizarea factorilor care afecteaza ductilitatea globala presupune colaborarea a mai multor specialitati cum sunt seismologia, geotehnica, mecanica structurilor, datorita faptului ca o serie de parametri de natura diferita, atat externi cat si interni, influenteaza raspunsul dinamic inelastic al structurii (Fig. 6.2). Prin factori externi se inteleg parametri care sunt legati de sursa seismului, conditiile locale si impun cerintele de ductilitate in structura, afectand direct ductilitatea necesara. Prin factori interni se inteleg parametri care sunt legati de sistemul structural si influenteaza ductilitatea capabila a structurii.

In continuare se prezinta sintetic factori de influenta (Fig. 6.2):

Focar: Tipul mecanismului evenimentului seismic este factorul primordial care va influenta cerintele de ductilitate. In general se considera doua tipuri de mecanisme¹⁴⁸: mecanisme interplaca (de ex. Mexico, Vrancea) si mecanismele intraplaca (de ex. Banat, Kalamata, Iran). Primele sunt caracterizate de magnitudini mari si acceleratii ridicate, excitatiile seismice avand un continut de frecvente reduse. In schimb seismele de tip intrapalaca sunt caracterizate de magnitudini si acceleratii mai reduse, totusi excitatiile seismice dispun un continut de frecvente mai ridicat. Aceste diferente creaza variatii importante a energiei induse in structura si prin urmare diferite cerinte de ductilitate. Adincimea focarului determina aria si zona de manifestare a cutremurelui. In cazul seismelor de suprafata este afectata o zona mai restransa dar avariile structurilor pot fi foarte grave (San Fernando, 1971, Northridge, 1994, Aigio, 1995). In schimb, in cazul seismelor de adincime mare este afectata o zona mai larga dar gradul de avariere a structurilor depinde si de alte conditii (de ex. conditiile locale ale terenului, Mexico City, 1985, Bucuresti, 1977, Loma Prieta, 1989). Deasemenea adincimea focarului influenteaza perioada de vibratie si durata. In general seismele epicentrale au o perioada mai scurta avand un caracter impulsiv, iar seismele de adincime mare au o durata si perioada mai lunga¹⁴⁹. Foarte importanta este distanta epicentrala si mai ales distanta de la falie; cu cat aceste distante sunt mai mici, fata de structura, cu atat cerintele de ductilitate sunt mai mari¹⁴⁹. Activitatea focarului este in directa legatura cu perioada de revenire a evenimentului seismic si poate influenta alegerea criteriilor de deformabilitate in cadrul proiectarii de performanta a structurilor, pe mai multe nivele.

Conditii locale: Legea de atenuare depinde de distanta hipocentrala si profilul terenului care constituie mediul de propagare a undelor seismice. Prin urmare se pot schimba caracteristicile initiale a evenimentului seismic, producandu-se amplificari sau atenuari ale actiunii seismice. Neglijarea conditiilor geologice si de fundare poate conduce la lichefieri, alunecari, sau cedari de teren neprevazute care nu vor permite structurii sa dezvolte capacitatea ei totala de deformare.

DUCTILITATE GLOBALA

Conditii care impun cerintele de deformabilitate a sistemului structural

Conditii care impun capacitatile dispuse de deformabilitate a sistemului structural

SURSA (FOCAR)

- Tipul mecanismului seismic;
- Adincimea focarului;
- Distanța epicentrală
- Distanța de la falie;
- Magnitudinea;
- Perioada predominantă;
- Activitatea focarului.

INFRASTRUCTURA

- Tipul fundației;
- Imbinare fundație-stâlț;
- Izolare pasivă la baza.

CONDITII LOCALE

- Legea de atenuare;
- Profilul terenului;
- Perioada terenului;
- Direcția de propagare;

STRUCTURA

- Conformarea structurii;
- Tipul structurii;
- Detaliere;
- Ductilitate locală;
- Mecanismul de cedare;
- Tipul imbinării;
- Perioada de vibrație.

MODUL DE EXECUTIE

- Calitatea materialelor;
- Controlul execuției.

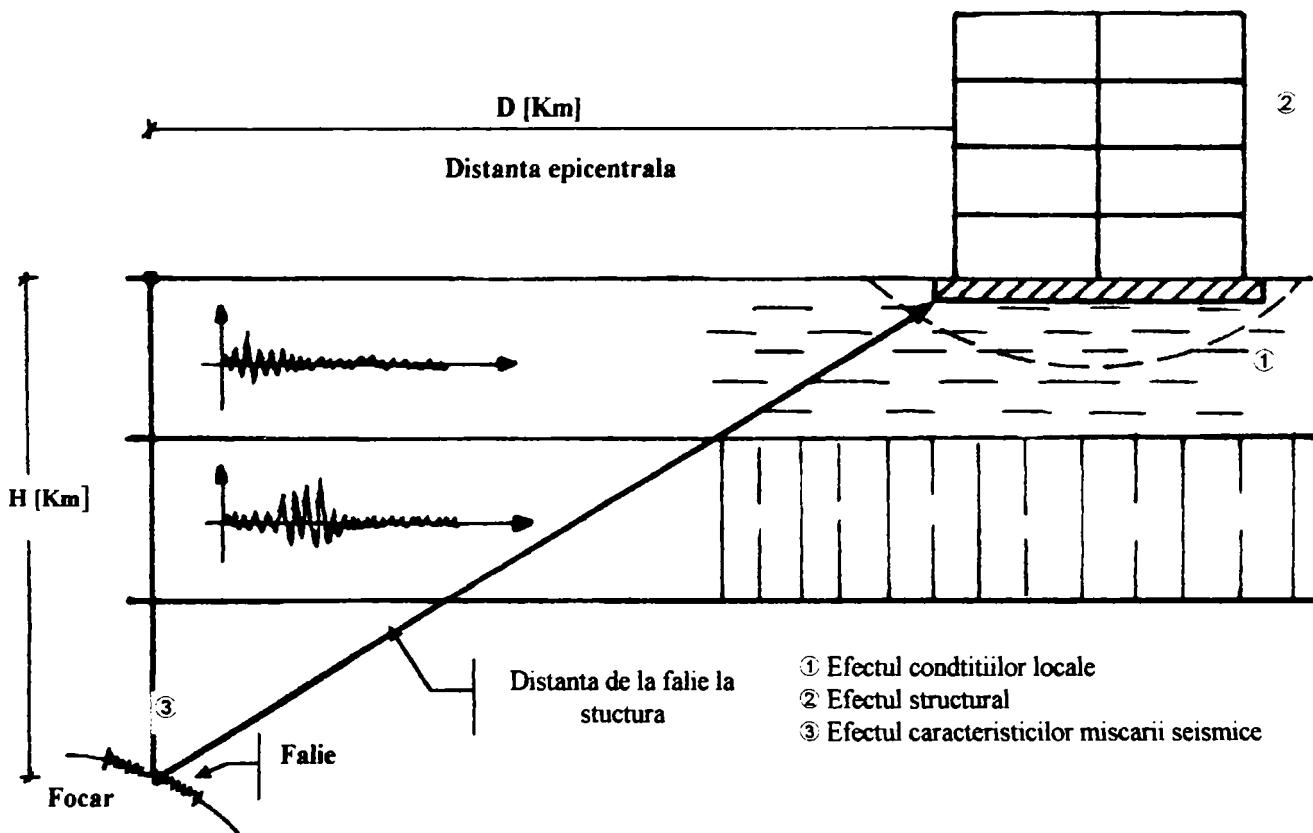


Fig. 6.2 Factori care influenteaza ductilitate globala

Fig. 6.2 Factors influencing global ductility

Efectul directiei de propagare (directivitatea) a undelor seismice creste cerintele de ductilitate a structurilor aflate in raza de actiune a zonei dezvoltate (fenomenul a fost semnalat de catre Bertero ^{citat in 149} in cazul seismului din San Fernando, 1971). Asemenea evenimente seismice au fost semnalate si in teritoriul Greciei (Kalamata, 1986, Pyrgos, 1993, Aigio, 1995). De asemenea perioada de vibratie a terenului are o importanta deosebita asupra ductilitatii. Pentru perioade lungi necesitatile ductilitatii sunt mai mari in comparatie cu cele scurte⁵⁵.

Infrastructura: Rolul fundatiei este de a crea legatura intre terenul de fundare si suprastructura. Astfel, pe de o parte transmite incarcările suprastructurii terenului de fundare, iar pe de alta parte constituie baza de concentrare a miscării terenului prin care se transmit solicitarile in suprastructura. De obicei fundatiile nu sunt elemente ductile, deoarece constituie baza de incastrare pentru dezvoltarea mecanismului plastic global in suprastructura. De asemenea costul lor ridicat de reparare nu permite avarierea lor. Influenta fundatiilor asupra ductilitatii se introduce prin sistemul ei constructiv, prin rigiditatea ei precum si prin tipul imbinării între baza stalpului si fundatia. Cazul izolării seismice pasive, prin utilizarea unor dispozitive de amortizare între infrastructura-suprastructura, consta un concept diferit de proiectare si permite reducerea substantiala a incărcării si cerintelor de ductilitate ale structurii¹³⁴.

Structura: Conformarea generala a structurii definita prin regularitate pe verticala (distributia maselor, rigiditatilor, rezistentelor si discontinuitatile geometrice) si pe orizontala (efecte de torsiune, excentricitati accidentale etc) afecteaza modul de deformare a structurii, generand conditiile pentru o comportare favorabila sau defavorabila a suprastructurii. Tipul sistemului structural (sistem in cadre necontravantuite, duale, cu contravantuiri etc) influenteaza prin modul de disipare a energiei seismice (prin incovoiere sau prin taiere); de obicei cadrele necontravantuite se considera ca fiind sistemele cele mai ductile. Detalierea corecta a elementelor si a imbinărilor permite dezvoltarea ductilitatii locale in conditii stabile si in consecinta asigura si dezvoltarea ductilitatii globale. Formarea unui mecanism global duce la cresterea ductilitatii, iar formarea unor mecanisme de etaj sau de nod pot produce cedari globale sau locale. Pentru evitarea mecanismelor cinematice este foarte importanta distributia corecta a ductilitatii locale. Perioada de vibratie a structurii afecteaza direct cerintele de ductilitate. Variabilitatea caracteristicilor mecanice, in afara de efectul local, conduce si la reducerea ductilitatii globale prin schimbarea mecanismelor sau a zonelor propuse pentru disiparea energiei seismice. Calitatea materialelor si modul corect de executie prevazute in proiect, constituie baza principala pentru realizarea ductilitatii cerute. Fara asigurarea acestor aspecte orice conept de proiectare nu poate fi valabil.

6.3 Ductilitatea globala cadrelor necontravantuite in normativele antiseismice moderne

In cadrul normativelor antiseismice ductilitatea globala se pune in evidenta prin factorul de comportare care tine seama de comportarea ductila a structurii adica prin capacitatea acesteia de a disipa energia seismica. Parametrii care influenteaza factorul de comportare sunt asociati de continutul energiei seismice induse in structura si de resursele inelastice, globale-locale, ale acesteia (Fig. 6.3). Deoarece un numar mare de factori afecteaza factorul de comportare estimarea lui este foarte greu de realizat in conditii cat mai reale. Din aceasta cauza normativele il prescriu intr-un mod mai general luand in considerare numai tipul structurii, regularitatea geometrica, ductilitatea locala (prin masuri constructive) neluand in considerare o serie de parametri de importanta majora pentru dezvoltarea capacitatii post-elastice, cum sunt perioada structurii, efectul P- Δ , intreractiunea directa între ductilitate locala-globala,

modul de detaliere a structurii (tipul imbinarii, etc), tipul seismului (seisme epicentrale, seisme departe de sursa).

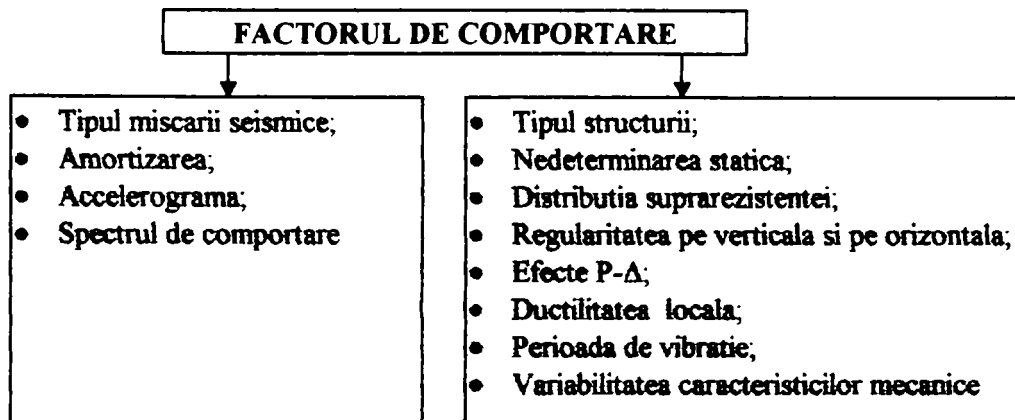


Fig. 6.3 Factori care influenteaza factorul de comportare

Fig. 6.3 Factors influencing the behaviour factor

In tabelul 6.1 sunt prezentate valorile factorului de comportare conform unor normative moderne antiseismice. Din tabelul 6.1 este evident ca toate normativele antiseismice considera ca sistemul in cadre necontravantuie este cel mai ductil.

Tabel 6.1 Factori de comportare conform diferitelor normative antiseismice.

Table 6.1 Behavioural factors from different aseismic codes.

Europa				
Tipul sistemului	EC-8 ²⁶ q	N.E.A.K. ¹²⁹ q	P100-92 ψ = 1 / q	PS-92 q
Cadre necontravantuie	5 (a _u / a _y) (a _u / a _y) ≤ 1.6	4.0	0.17 (0.20, 0.34) ¹⁾	5 (a _u / a _y) (a _u / a _y) ≤ 1.6
Cadre contravantuie centric (X)	4.0	3.0	0.25	4.0
Cadre contravantuie excentric	5 (a _u / y) (a _u / a _y) ≤ 1.6	4.0	0.20	5 (a _u / y) (a _u / a _y) ≤ 1.6
America de Nord				
	UBC-91 ⁸⁰ R _w ²⁾	ASCE-93 ⁴⁵ R	UBC-97 R	NBCC-90 ⁸⁰ R / U ³⁾
Cadre necontravantuie speciale	12	8.0	8.5	6.67
Cadre necontravantuie obisnuite	6	4.5	4.5	5
Cadre speciale contravantuie	8	5.0	6.4	5
Cadre obisnuite contravantuie	8	5.0	5.6	3.33
Cadre contravantuie excentric	10	7.0...8.0	7.0	5.83
Japonia AIJ-90⁴⁸				
	D _s	η ⁴⁾	D _s	
Cadre cu ductilitate ridicata	0.25	4 <	0.25	
Cadre cu ductilitate medie cu sau fara contravantuiri	0.35	2 <	0.35	
Cadre cu ductilitate redusa cu sau fara contravantuiri	0.45	0 <	0.45	

¹⁾ Valori pentru cadre de tip parter respectiv pentru cadre articulate de tip parter.

²⁾ Codul UBC-91 foloseste metoda rezistentelor admisibile.

³⁾ In codul Canadian se considera un factor empiric, U = 0.60.

⁴⁾ Capacitate de rotire, masura ductilitatii locale.

Referitor la cadrele necontravantuite, normativele nord americane fac o diferentiere intre cadrele cu ductilitate ridicata, cadre speciale (Special Moment Frames), si cadrele cu ductilitate limitata, cadre obisnuite (Ordinary Moment Frames). In schimb normativele Europene si Japoneze nu fac o diferentiere intre cadrele necontravantuite dar introduc direct sau indirect conditiile de alcatuire a elementelor cadrelor, tinand cont de interactiunea intre ductilitatea locala si cea globala pentru asigurarea performantelor de deformabilitate ridicate (Tab. 3.2 pentru EC-8, Tab. 6.1, η , pentru AIJ-90). Asemenea concepte de clasificare se remarca si in normativul neozelandez (DZ 4203 89, NZS 3404 89) care defineste cadrele complet ductile (Fully Ductile) in care sistemul principal de rezistenta permite dezvoltarea articulatiilor plastice in domeniul ecrusarii, cadre cu ductilitate limitata (Limited Ductility) in care sistemul principal de rezistenta permite dezvoltarea articulatiilor plastice si in final cadre elastice (Nominally Elastic) care nu sunt dimensionate conform conceptului proiectarii capacitatii de rezistenta. Pentru formarea articulatiilor plastice in domeniul ecrusarii elementele trebuie sa fie conformate avand anumite limite de suplete (NZ 3404 89), totusi nu este prescrisa o legatura intre factorul de comportare si limitele de suplete cum sunt cele prezentate in EC-8. O alta clasificare a cadrelor din punct de vedere al mecanismului plastic este data de Mazzolani & Piluso¹⁵⁰ propunand cadrele globale care verifica conditiile formarii unui mecanism global, cadrele speciale care verifica mecanismul local si cadrele normale care nu verifica nici conditiile locale nici cele globale.

Diferentele care se remarca intre valorile factorului de comportare se datoreaza faptului ca fiecare normativ are un concept diferit de proiectare, precum si diferentelor considerate intre nivelul de siguranta si riscul seismic. Codul Japonez, AIJ-90, se bazeaza pe conceptul energetic, iar in cazul normativului UBC-91 valorile extrem de mari se datoreaza faptului ca in acest cod se foloseste metoda rezistentelor admisibile si experienta acumulata din seismele trecute. In AISC-93 si UBC-97 factorul este mai redus deoarece acestea stau la baza conceptului starii limita ultime. Totusi dimensionarea elementelor nu depinde numai de reducerea fortelor seismice cu ajutorul factorului de comportare si de criteriul limitarii deplasariilor relative sau absolute. In consecinta este necesara analiza tuturor conditiilor de proiectare. In general codul AIJ-90 se considera cel mai conservativ in comparatie cu UBC, EC-8⁴⁷. In EC-8 factorul de comportare, q , se bazeaza pe calculul numeric, partial in conformitate cu definitia propusa de Ballio-Setti (din diagrama $\delta/\delta_p \cdot a/a_p$ prin intersectia curbei liniare si a celei neliniare, obtinute in urma analizelor dinamice biografice). Majoritatea normativelor antiseismice din Europa au admis conceptul de proiectare propus in EC-8, iar valorile factorului de comportare au fost adaptate fara a tine cont particularitatile fiecarei tari sau chiar a diferentelor existente intre regiuni unei tari (de ex. pentru Romania diferentele Banat- Vrancea). In acest context, pentru fiecare tara in urma unor prelucrari a accelerogramelor si conditiilor specifice locale, trebuie sa se propuna spectre elastice si factorii respectivi de comportare. De asemenea in EC-8, care constituie codul de baza in Europa, nu sunt clar explicitate si definite conditiile pentru asigurarea factorului q . Nu in ultimul rand trebuie subliniat faptul ca in general in toate normativele antiseismice valorile factorului de comportare sunt obtinute pentru cazul seismelor departe de sursa, iar efectul seismelor epicentrale nu este luat in considerare pentru determinarea factorului de reducere a fortelor seismice. Numai in cazul normativului UBC 97¹⁵⁷ se ia in considerare aceasta diferenta.

6.4 Interactiune ductilitate locala-globala

Experienta acumulata din manifestarile seismice a demonstrat ca pentru o comportare corespunzatoare a sistemului structural este necesara distributia corecta a ductilitatii pe

intreaga structura, pentru evitarea mecanismelor cinematice locale care pot periclita integritatea structurii. Prin urmare, pentru dezvoltarea ductilitatii globale, trebuie sa se asigure in primul rand ductilitatea locala. In general ductilitatea capabila, definita prin ductilitatea locala la nivel de material -sectiune transversala-element-imbinare, trebuie sa fie mai mare decat ductilitatea necesara, definita prin ductilitatea globala. In literatura de specialitate sunt propuse formule simplificate pentru calculul ductilitatii, luand in considerare interactiunea atat la nivel local cat si la nivel global^{39,44}. De asemenea se propune construirea unor diagrame de interactiune $q-\theta/\theta_p$, sau $q-\delta/\delta_p$ ⁴⁰. In acest context aceste diagrame vor fi foarte utile pentru practica de proiectare, deoarece s-ar putea intocmi asemenea diagrame functie de tipul structurii, conformare-detaliere-tipul imbinarii, conditiile locale si tipul seismului obtinandu-se un factor de comportare explicit care, in functie de caz, va tine cont de o serie de parametri care afecteaza comportarea inelastica.

In capitolele anterioare a fost definita si studiat ductilitatea locala cu ajutorul capacitatii de rotire capabila, R_{cap} , ca fiind o masura a ductilitatii locale. In conditii seismice in cadrul sistemelor cu mai multe grade de libertate prima articulatia plastica, θ_p poate sa apara in elementul cel mai solicitat, dar poate sa apara si intr-un element care nu a fost bine proiectat sau executat cu defectiuni. In aceasta ultima situatie raportul ductilitatii poate sa conduca la valori excesive si incorecte. Prin urmare pentru calculul ductilitatii capabile la nivel de element capacitatea de rotire, R_{cap} , prezinta un indicator stabil, iar pentru definirea interactiunii este necesara considerarea rotirii plastice ultime, θ_{pu} (Fig. 3.23). Avand in vedere cele expuse in capitolul 4 se poate defini capacitatea de rotire plastica:

$$\theta_{cap} = c_r c_w r(r_v, r_c, r_w) \frac{\theta_{pu}}{\gamma_M} \quad (6.1)$$

unde:

- θ_{cap} - rotirea plastica capabila a elementului;
- θ_{pu} - rotirea plastica ultima stabilita fie cu ajutorul programului DUCTROT, fie cu ajutorul relatiilor simplificate 4.29a,b pentru stalpi sau A.IV.2 (10) pentru grinzi luand in considerare ca $\theta_{pu} = R_u \theta_p$. Rotirea plastica ultima este stabilita pentru conditii de incarcare monotona;
- c_r - coeficient care tine cont de efectul racordului intre inima-talpa. Valorile lui functie de profilul laminat sunt date in Tab. 5.2. Cand nu se utilizeaza profile laminate acest coeficient se ia egal cu 1.0;
- c_w - coeficientul care tine cont de efectul sudurii, determinat conform relatiei 5.9. Cand nu se utilizeaza sectiuni sudate coeficientul se ia egal cu 1.0;
- $r(r_v, r_c, r_w)$ - coeficienti care introduc efectul vitezei, efectul incarcarilor ciclice si efectul nedeveloparii complete a mecanismului inimii. Valorile lor sunt date in Tab. 4.6,4.7
- γ_M - coeficient partial de siguranta care se ia egal intre 1.30... 1.50.

Coeficientii $r(r_v, r_c, r_w)$ se aleg functie de conditiile de proiectare admise si efectul predominant al actiunii seismice. Asadar definirea interactiunii, in cadrul lucrarii se face luand in considerare rotirea plastica capabila ($\theta_{cap.v}$, $\theta_{cap.c}$) a elementelor, iar evaluarea ductilitatii globale se va determina cu ajutorul rotirii necesare, θ_{nec} , obtinuta cu metode exacte (de. ex. Drain 2D⁴³ etc). Conditia de interactiune necesitata respectarea urmatoarei inegalitati:

$$\theta_{cap} \geq \theta_{nec} \quad (6.2)$$

6.5 Studiul parametric al ductilitatii globale cadrelor necontravantuite

6.5.1 Influenta conceptului de proiectare functie de hazardul seismic si caracteristicile miscarii seismice

In general in practica de proiectare a structurilor seismorezistente se folosesc 3 concepte de proiectare care toate au drept scop disiparea energiei seismice induse in structura; astfel acesta se poate face :

- prin utilizarea anumitor dispozitive (arcuri, suportii elastomerici etc) care modifica favorabil perioada structurii;
- prin introducerea la nivelul infrastructurii sau suprastructurii unor dispozitive speciale (amortizori) pentru disiparea directa a energiei seismice;
- prin ductilizarea structurii asigurand printr-o proiectare adecvata conditiile necesare de disipare a energiei in locuri predeterminate.

In cadrul paragrafelor urmatoare se va studia problema ductilizarii cadrelor metalice de incovoiere necontravantuite. Majoritatea normativelor de calcul antiseismic admit proiectarea conform conceptului stalp puternic-grinda slaba, SP-GS. Totusi exista anumite normative, AIJ-90, CAN/CSA-S16.1-94, care admit conceptul stalp slab-grinda puternica, SS-GP. Conceptul SP-GS obliga supradimensionarea anumitor zone fata de cele care se asteapta sa fie plastificate. In general se considera ca suma momentelor capabile ale stalpilor trebuie sa fie mai mare decat momentele capabile ale grinzilor intr-un nod²⁶ (criteriul ierarhiei). Avand in vedere ca in cazul structurilor metalice sectiunile transversale ale profilelor laminate sunt standardizate, inevitabil se produc supradimensionari. Astfel, este necesar sa se studieze efectul raportului rezistentelor plastice ale stalpilor si grinzilor, $M_{Rd,c} / M_{Rd,b}$, asupra ductilitatii. De asemenea, in cazul predimensionarii cadrelor este foarte importanta alegerea raportului $M_{Rd,c} / M_{Rd,b}$ si combinatia corecta intre stalp-grinda pentru realizarea unui raport ridicat care va asigura structura impotriva colapsului, iar pe de alta parte se va obtine si minimizarea avariilor.

In studiul se considera 6 cadre regulate cu 2 deschideri avand stalpi cu sectiune constanta pe toate etajele precum si grinzi, simuland conditiile de executie reale. In figura 6.4 sunt date caracteristicile geometrice precum si modul de conformare a cadrelor. Variatia raportului $M_{Rd,c} / M_{Rd,b} = 2.17... 1.02$ acopera situatiile cadrelor care asigura conceptul SP-GS tinand spre situatia limita cand $M_{Rd,c} = M_{Rd,b}$, (C1, C2, C3 si C4, C5, C6); astfel, cadrele au diferite rapoarte plastice de rezistenta si diferite perioade de vibratie (Tab. 6.2). Nodurile se considera rigide, complet sudate prinse cu suduri de colt pe tot conturul, transmiterea eforturilor de la talpile grinzilor la inima stalpilor facandu-se cu ajutorul placilor de continuitate. In acest mod se creaza conditiile de formare a articulatiilor plastice la capetele grinzilor. Cadrul C1 si C5 au acelasi raport dar perioade diferite, iar C3 si C4 au perioade aproximativ egale dar rapoarte plastice diferite (Tab. 6.2). Ductilitatea locala capabila, θ_{cap} , elementelor folosite pentru alcatuirea cadrelor se calculeaza conform metodologiei expuse in capitolul 4,5, luand in considerare efectul fortelor gravitationale, influenta racordului, influenta nedezvoltarii complete a mecanismului inimii precum si efectul incarcarii ciclice si a vitezei de incarcare. Prin folosirea simultana a tuturor coeficientilor de influenta a ductilitatii locale se realizeaza conditiile cele mai severe de proiectare tinand cont ca pentru dezvoltarea ductilitatii globale in primul rand trebuie asigurata ductilitatea locala. In tabelul 6.3 sunt date valorile rotirilor plastice, functie de tipul elementului (grinda sau stalp), de conformarea sectiunii, c_r si de conditiile de incarcare. Aplicarea factorilor de incarcare r_v , r_c , se face functie de tipul actiunii seismice. In cazul seismelor de tip ciclic se aplica coeficientul r_c rezultand rotirea $\theta_{cap, C}$, iar in cazul seismelor de tip soc se aplica coeficientul r_v rezultand rotirea capabila $\theta_{cap, V}$.

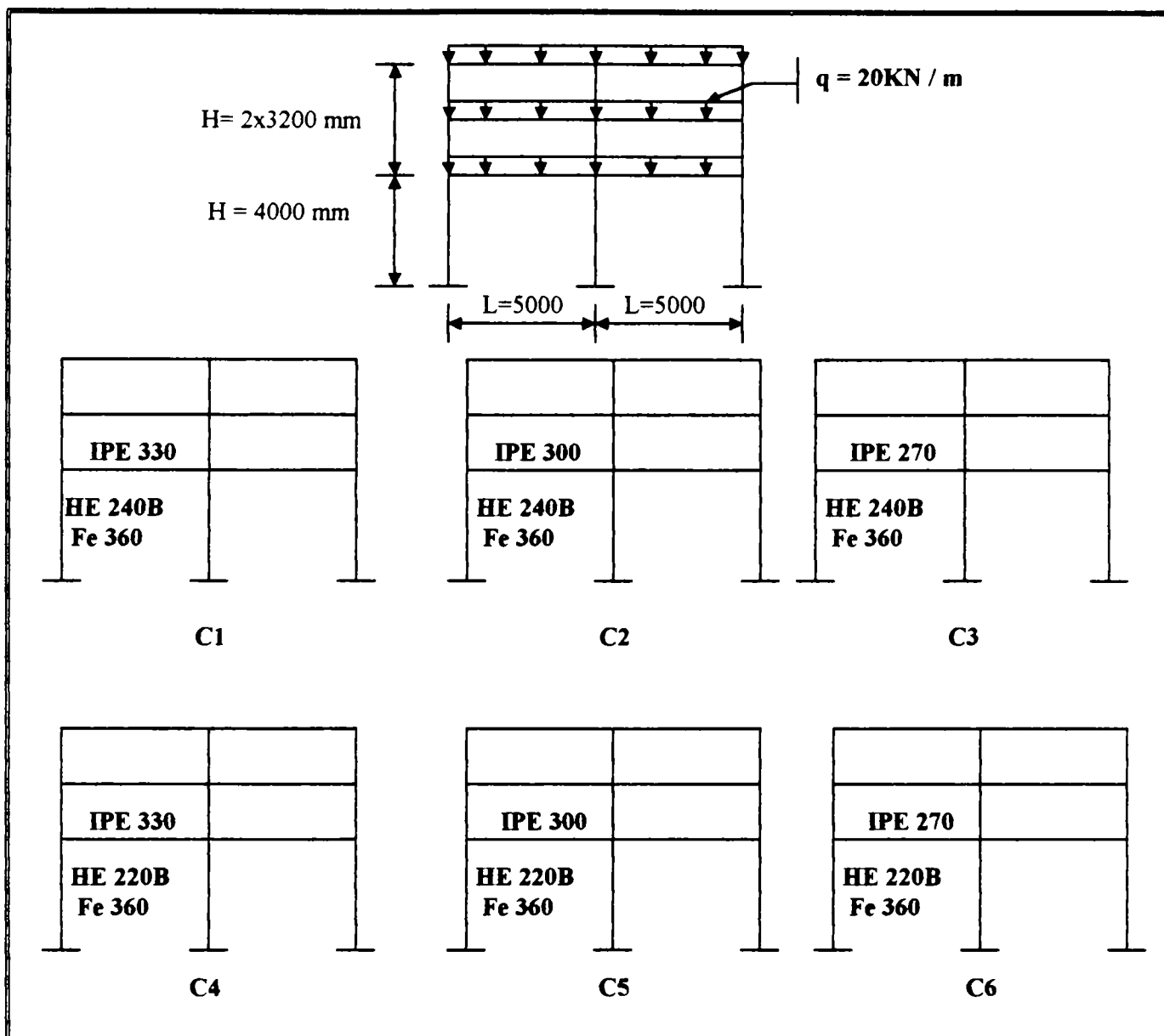


Fig. 6.4 Geometria si conformarea cadrelor analizate
 Fig. 6.4 Geometry and conformation of the analyzed frames

Tab. 6.2 Caracteristicile cadrelor analizate

Tab. 6.2 Characteristics of the analyzed frames

Num. cadru	Elemente	Material	$M_{Rd,c} / M_{Rd,b}$	T		
				T_1	T_2	T_3
C1	HE240B IPE 330	Fe 360	1.31	0.988	0.284	0.149
C2	HE240B IPE 300	Fe 360	1.68	1.05	0.303	0.154
C3	HE240B IPE 270	Fe 360	2.17	1.14	0.325	0.160
C4	HE220B IPE330	Fe 360	1.02	1.10	0.315	0.169
C5	HE220B IPE300	Fe 360	1.31	1.16	0.335	0.174
C6	HE220B IPE270	Fe 360	1.70	1.25	0.359	0.181

Tab. 6.3 Rotirile capabile ale elementelor

Tab. 6.3 Available plastic rotation capacities of the members

Element	θ_{pu}	γ_M	c_r	c_M	Actiuni ciclice			Actiuni de viteza		
					r_w	r_c	$\theta_{cap,c}$	r_w	r_v	$\theta_{cap,v}$
IPE 270 $M_p/qL^2=0.25$	0.117	1.5	1.67	-	0.70	0.882	0.080	0.60	0.80	0.0620
IPE 300 $M_p/qL^2=0.30$	0.103		1.59			0.866	0.066			0.0524
IPE 330 $M_p/qL^2=0.38$	0.116		1.67			0.867	0.078			0.0627
HE220B H=4000mm N/N _p =0.09	0.113	1.5	1.46	0.70	-	0.84	0.064	-	0.80	0.0615
HE240B H=4000mm N/N _p =0.07	0.119		1.49			0.83	0.068			0.0661
HE220B H=3200mm N/N _p =0.09	0.122		1.46			0.84	0.069			0.0665
HE240B H=3200mm N/N _p =0.07	0.140		1.49			0.83	0.078			0.0770

Accelerogramele folosite pentru incarcarea cadrelor iau in considerare atat influenta seismelor epicentrale (Kalamata Long, 1986, Northridge N90W, 1994, Banat Long, 1991, Kobe N-S, 1995) cat si influenta celor departe de sursa (Vrancea N-S, INCERC, 1977), Tab. 6.4. Actiunile seismice Kalamata, Northridge si Banat prezinta miscari de tip soc, avand un impuls (un singur ciclu maxim), iar seismul din Kobe prezinta tot o miscare de tip soc, dar avand mai multe impulsuri (doua- trei cicluri succesive aplicate cu viteza). Cazul seismului Vrancea prezinta o miscare ciclica, cu un numar mai mare sau mai mic de excursii in domeniul plastic. Se poate remarca faptul ca pentru seismul Vrancea valoarea vitezei este relativ mare, insa modul ei de aplicare nu este de tip soc.

Tab. 6.4 Caracteristicile accelerogramelor folosite

Tab. 6.4 Characteristics of the accelerograms used

Evenimentul Seismic	Inregistrare	Distanța epicentrală (Km)	Acceleratia a_0 (g)	Viteza v_0 (cm/sec)	Caracterul actiunii seismice
Kalamata Long, 1986	Nomarhia	13.0	0.239	32.30	actiune de tip soc avand un impuls
Northridge, N90W 1994	Canyon Country	25.12	0.455	40.55	actiune de tip soc avand un impuls (fig. 7.10a)
Banat Long, 1991	Banloc	40.0	0.03	3.10	actiune de tip soc avand un impuls
KobeN-S, 1995	JMA	10.0	0.293	62.80	actiune de tip soc si cu caracter ciclic (fig. 7.10b)
Vrancea N-S, 1977	INCERC Bucuresti	≈ 170.0	0.22	75.10	actiune seismica de tip ciclic

Toate accelerogramele sunt normalizate la un anumit hazard seismic. Conform ECCS⁶ se disting zone cu seismicitate ridicata, $a = 0.35g$, zone cu seismicitate medie, $a = 0.25g$, precum si zone cu seismicitate redusa, $a = 0.15g$. Studiul parametric se efectueaza cu programul DRAIN-2D printr-o analiza dinamica pas-cu-pas neliniara cu accelerogramele normalizate; valorile coeficientului λ sunt date in tabelul 6.5.

Tab. 6.5 Valorile acceleratiilor normalizate

Tab. 6.5 Normalized ground accelerations

Eveviment seismic	P.G.A a_0 (g)	Seismicitate ridicata		Seismicitate medie		Seismicitate redusa	
		Factor de multiplic. λ	Accel. Normal (g)	Factor de multiplic. λ	Accel. Normal. (g)	Factor de multiplic. λ	Accel. Norml. (g)
Kalamata Long	0.239	1.46	0.35	1.05	0.25	0.63	0.15
Northridge N90W	0.455	0.77		0.55		0.33	
Banat Long	0.03	11.66		8.33		5.0	
Kobe N-S	0.293	1.18		0.85		0.51	
Vrancea N-S	0.22	1.60		1.14		0.68	

Parametrii care se studiaza pentru evaluarea comportarii inelastice a cadrelor sunt locul si distributia articulatiilor plastice si cerintele de ductilitate, indexul local de avarie pentru grinzi si stalpi care alcatuiesc cadrele, precum si indexul global de avarie. In cea ce priveste indexul local, $ID_{L(\theta)}$, de avarie, aceasta se defineste ca un raport intre rotirea maxima necesara, $\theta_{max.nec}$, stabilita cu ajutorul programului Drain-2D, si rotirea capabila, θ_{cap} , din tabelul 6.3:

$$ID_{L(\theta)} = \frac{\theta_{max.nec}}{\theta_{cap.}} \quad (6.2)$$

Indexul global de avarie se determina conform definitiei lui Park et.al¹⁵⁸ presupunand ca fiecare avarie a elementului este egala cu indexul local de avarie al acestuia; astfel se poate defini :

$$ID_G = \frac{\sum ID_{L(\theta)}^2}{\sum ID_{L(\theta)}} \quad (6.3)$$

Asadar atunci cand pentru $ID > 1.0$ elementul sau structura ajunge la colaps, iar atunci cand $ID = 0$ elementul sau structura ramine neavariata.

Locul formarii articulatiilor plastice se prezinta in figura 6.5 functie de seismicitatea considerata si conformarea cadrului, pentru accelerograma considerate; pentru cazul seismicitatii ridicate, toate evenimentele seismice, iar pentru cazul seismicitatii medie evenimentele seismice Kobe si Vrancea fiind cele mai reprezentative. Pentru cazul seismicitatii reduse cadrele C1, C2 ramin in stadiul elastic pentru accelerogramele Northridge, Kalamata, Banat, iar C4, C6 pentru accelerograma Banat. Formele mecanismelor plastice obtinute in urma analizelor dinamice trebuie analizate impreuna cu modul de distributie a articulatiilor plastice dupa cum urmeaza.

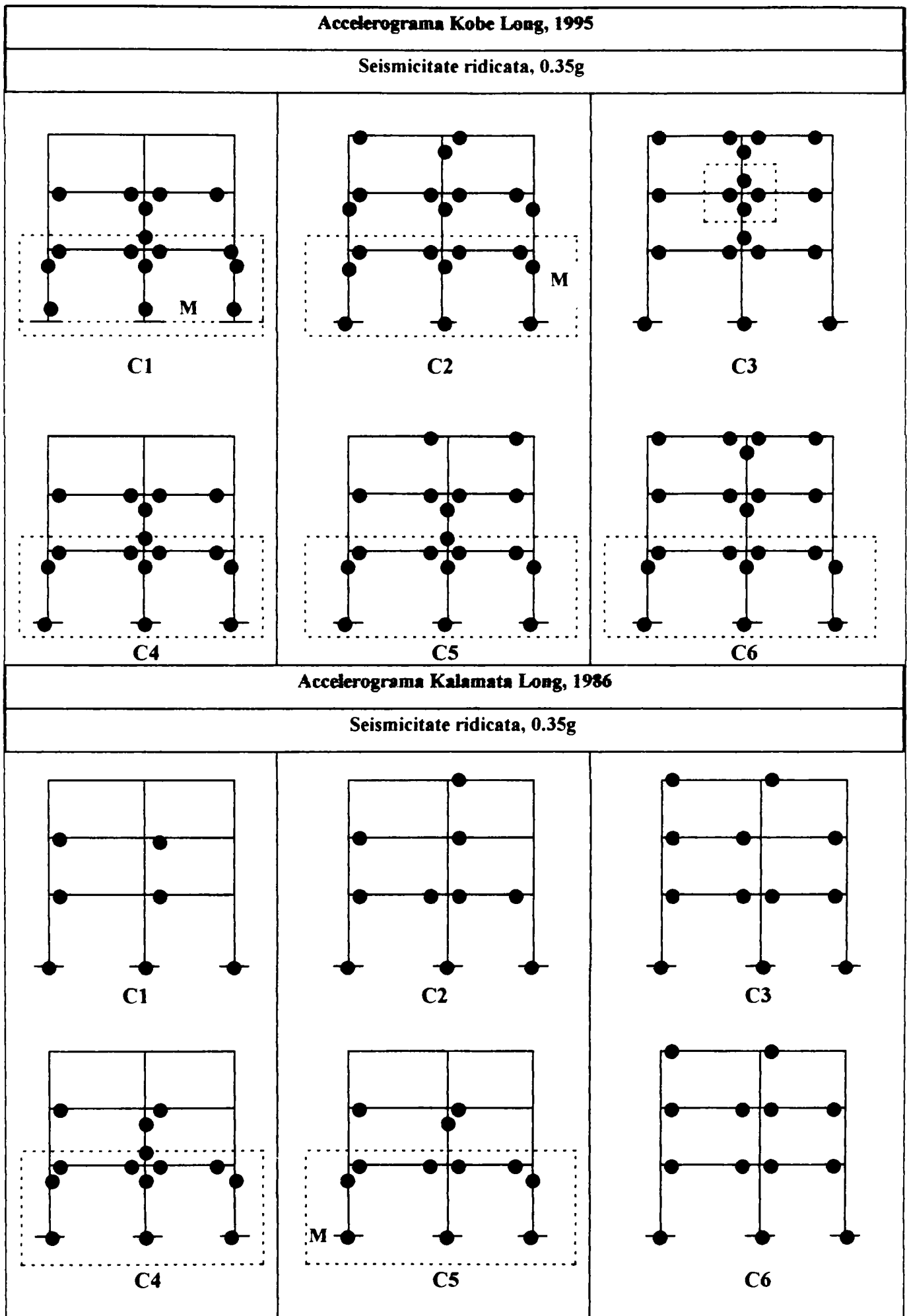
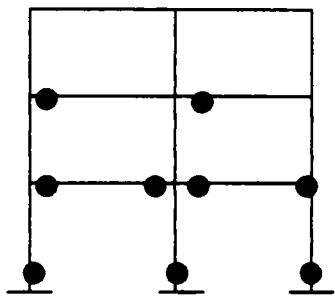


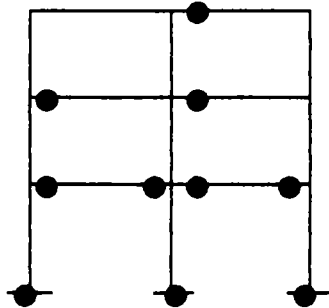
Fig. 6.5 Mecanisme plastice cadrelor analizate
 Fig. 6.5 Plastic mechanisms of the analyzed frames

Accelerograma Northridge, Canyon Parc, 1994

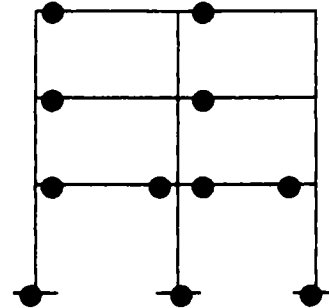
Seismicitate ridicata, 0.35g



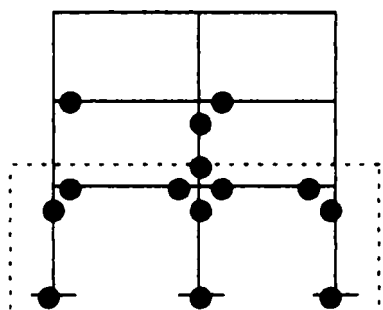
C1



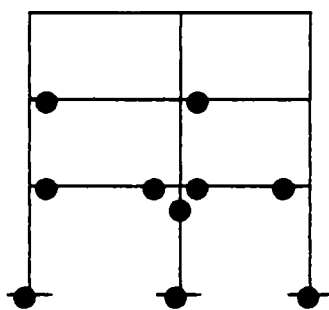
C2



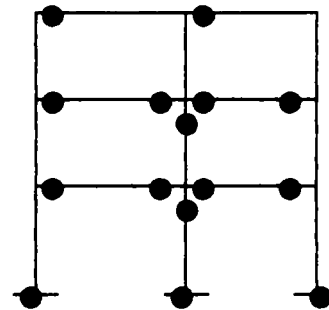
C3



C4



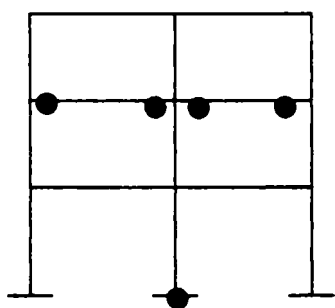
C5



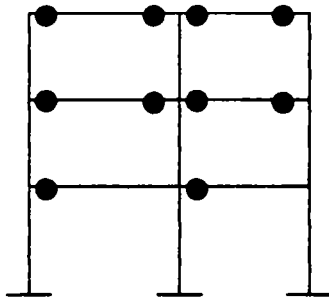
C6

Accelerograma normalizata Banat Long, 1991

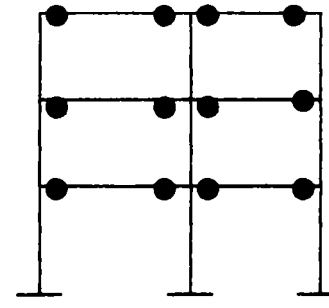
Seismicitate ridicata, 0.35g



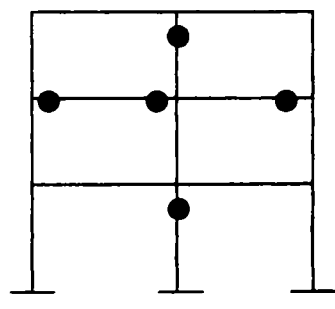
C1



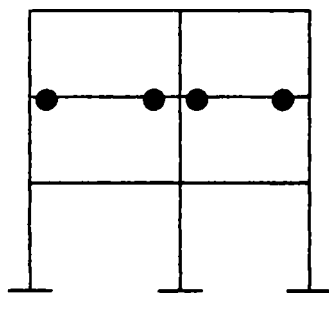
C2



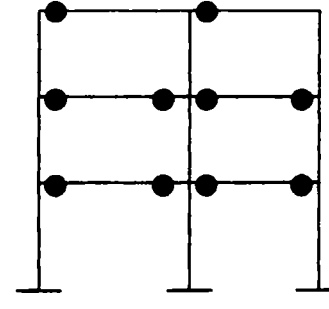
C3



C4



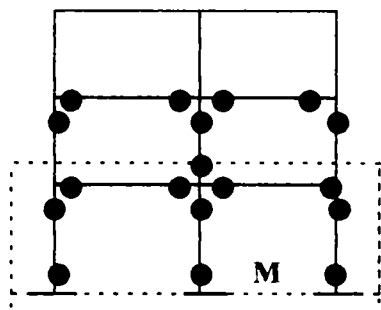
C5



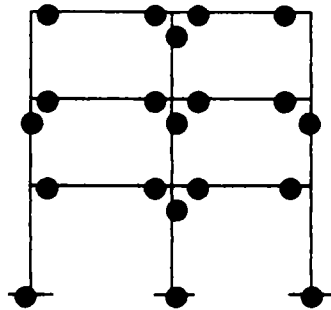
C6

Fig. 6.5 Mecanisme plastice cadrelor analizate
Fig. 6.5 Plastic mechanisms of the analyzed frames

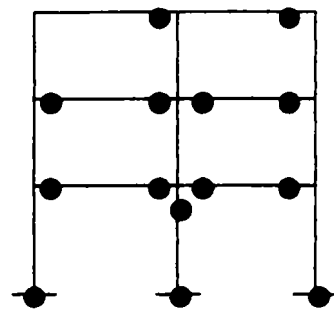
Seismicitate ridicata, 0.35g



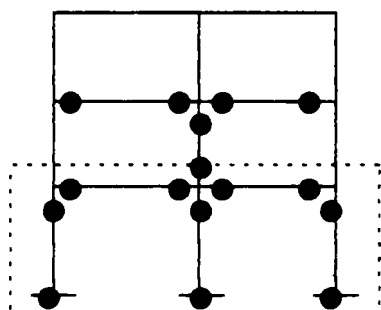
C1



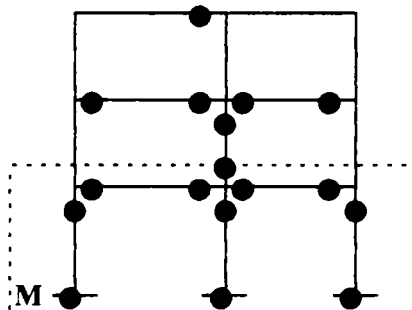
C2



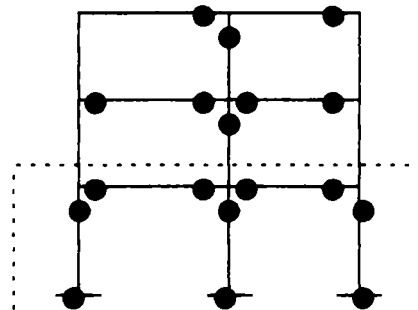
C3



C4



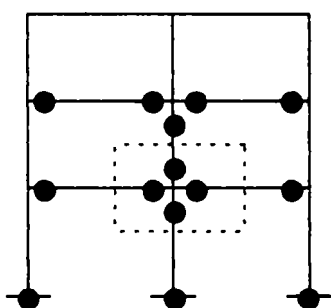
C5



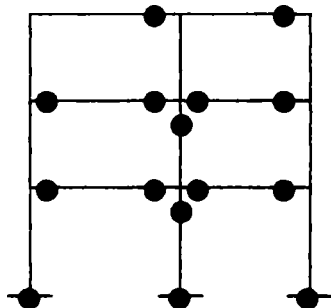
C6

Accelerograma normalizata Kobe

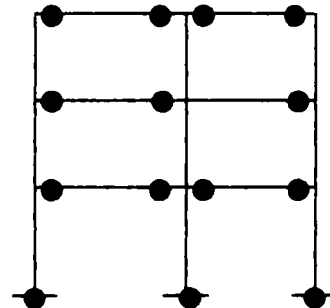
Seismicitate medie, 0.25g



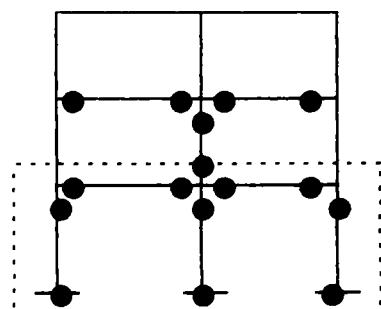
C1



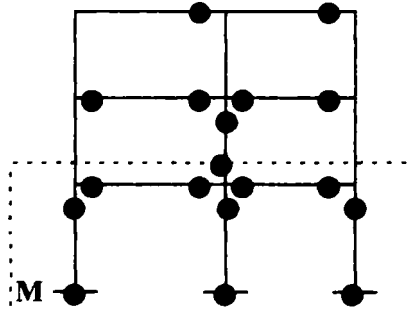
C2



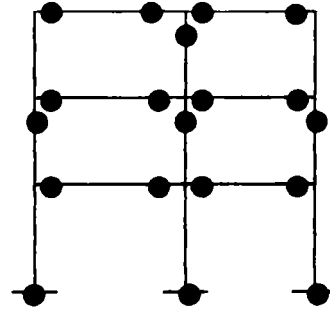
C3



C4



C5



C6

Fig. 6.5 Mecanisme plastice cadrelor analizate
 Fig. 6.5 Plastic mechanisms of the analyzed frames

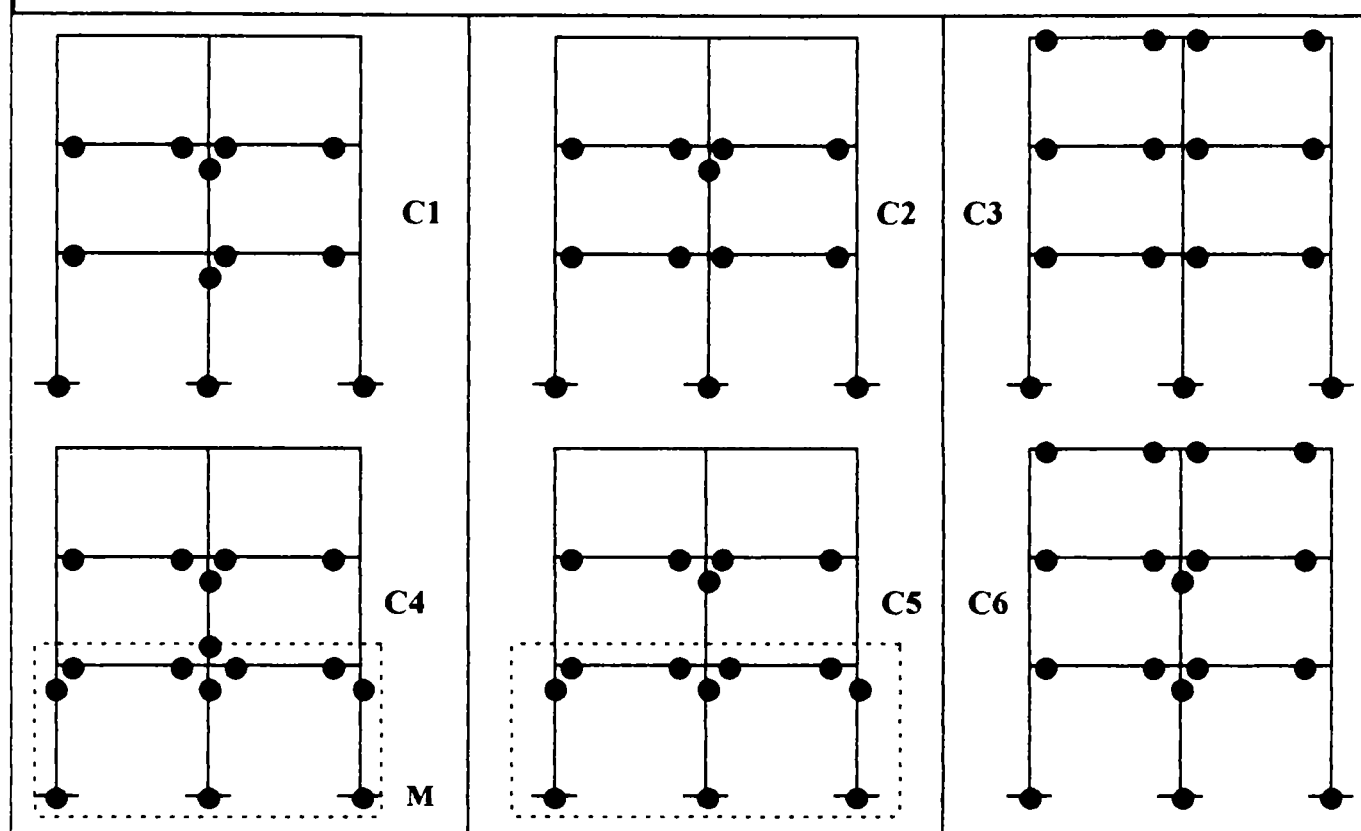
Seismicitate medie, $a = 0.25g$ 

Fig. 6.5 continuare ; Fig. 6.5 continued

In continuare se prezinta modul de distributie a articulatiilor plastice pe etajele cadrelor functie de accelerograma si seismicitatea considerata. Analizand diagramele din figurile 6.6, 6.7, 6.8, 6.9, se pot desprinde urmatoarele concluzii:

- Efectul actiunii seismelor epicentrale cu mai multe impulsuri (cazul Kobe) introduce cerinte de ductilitate excesive, atat la grinzi cat si la stalpi, in comparatie cu seismele indepartate de sursa (cazul Vrancea), Fig. 6.5,6.6.
- Cadrele care formeaza articulatii plastice in grinziile tuturor etajelor, cu o anumita distributie, in situatia seismicitatii ridicate sau medie au un raport de rezistenta plastica $M_{Rd,c} / M_{Rd,b} = 1.65 \dots 2.17$ (C2, C3, C6), Fig. 6.6a, 6.7a, 6.8a, 6.9a. In cazul cadrelor C1, C4 cu un raport $M_{Rd,c} / M_{Rd,b} = 1.0 \dots 1.31$ articulatiile plastice se formeaza in grinziile primului si al doilea nivel pentru toate nivelele de seismicitate. Prin urmare cu cat creste capacitatea plastica a stalpilor fata de cea a grinzii articulatiile tind sa se concentreze in grinzi. Inevitabil, pentru toate cazurile se formeaza articulatii plastice la baza stalpului (Fig. 6.6b, 6.7b, 6.8b).
- Cadrele C2 si C6 au un raport ridicat, $M_{Rd,c} / M_{Rd,b} = 1.68 \dots 1.70$, dar formeaza mecanisme de etaj in cazul seismelor Kobe si Vrancea (Fig. 6.5) Din tabelul 6.2c se observa ca intre C2, C3, C6, perioada fundamentala de vibratie difera precum si modul de alegere a "echilibrului" intre sectiunea stalpului si a grinzii pentru realizarea raportului ridicat (cazul intre C2, C6). Astfel se pune problema influentei perioadei structurii si alegerii corecte a elementelor pentru conformarea cadrului.
- Comparand cadrele care au acelasi raport al momentelor plastice dar difera perioada si modul detalierei a elementelor, cadre C1, C5, se observa ca in cazul cadrelor cu perioada mai scurta cerintele de ductilitate sunt mai reduse, Fig. 6.6a,b, 6.7a,b, 6.8a,b. Deasemena, acest lucru se evidentiaza si in cadrele C2, C6, pentru care diferenta de perioada este mare, iar cerintele de ductilitate cresc pentru C6 ($T_1 = 1.25 \text{sec}$) intre 80-100% fata de cadrul C1.

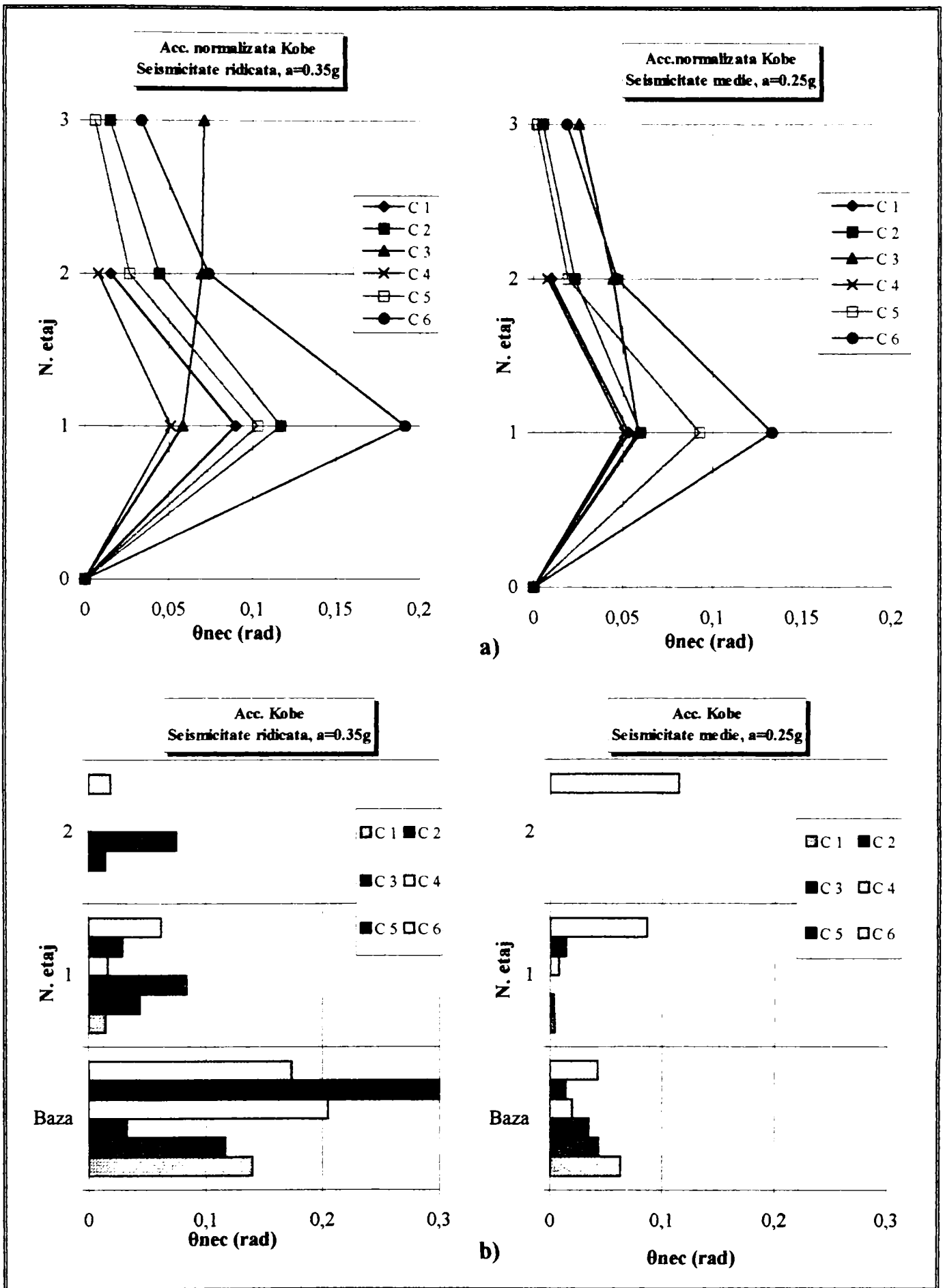


Fig. 6.6 Distributia cerintelor de ductilitate pentru accelerograma Kobe a) in grinzi, b) in stalpi

Fig. 6.6 Distribution of the ductility demans in case of Kobe ground motion a) at the beams, b) at the columns

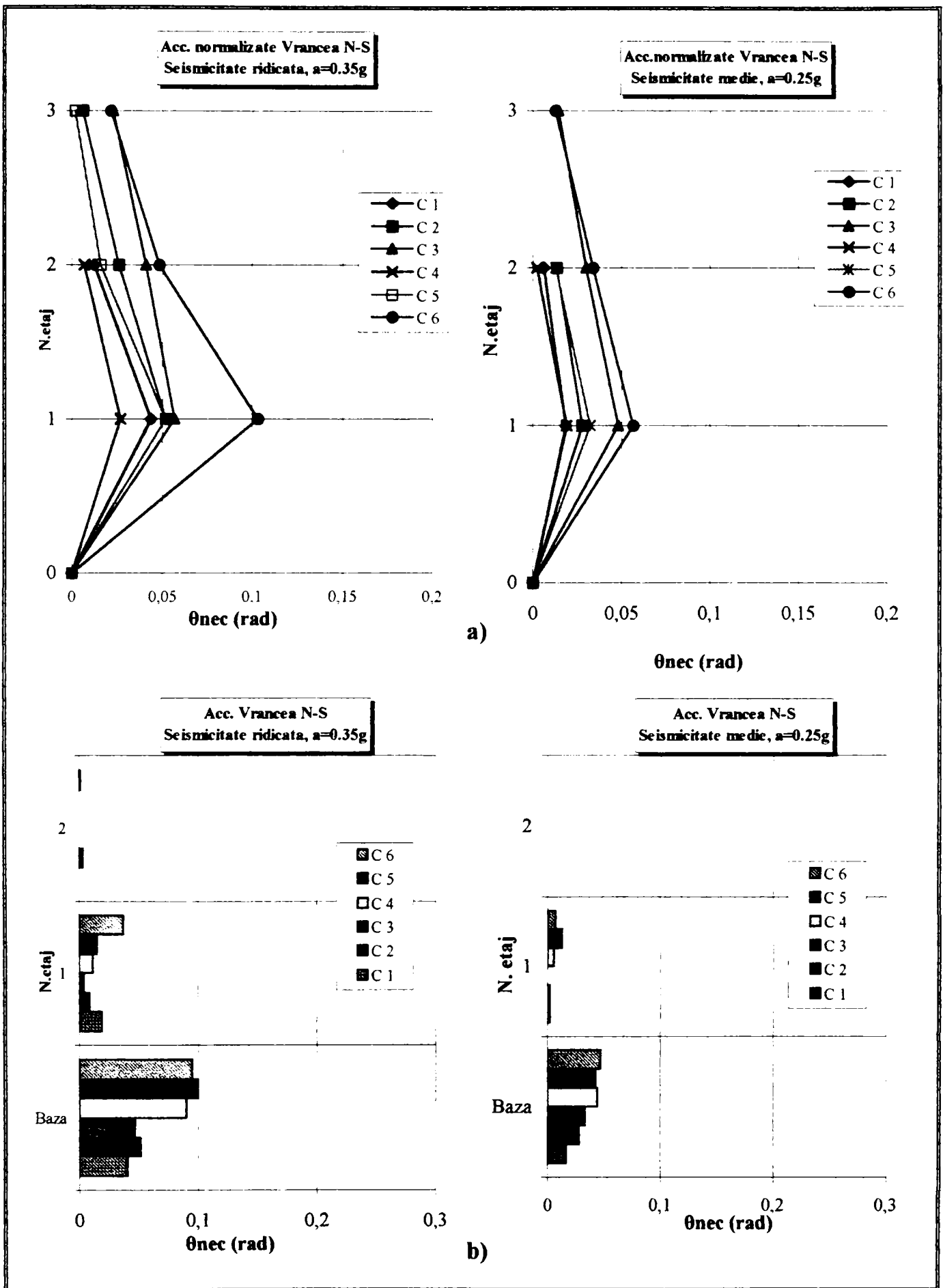


Fig. 6.7 Distributia cerintelor de ductilitate pentru accelerograma Vrancea a) in grinzi, b) in stalpi

Fig. 6.7 Distribution of the ductility demands in case of Vrancea ground motion a) at the beams, b) at the columns

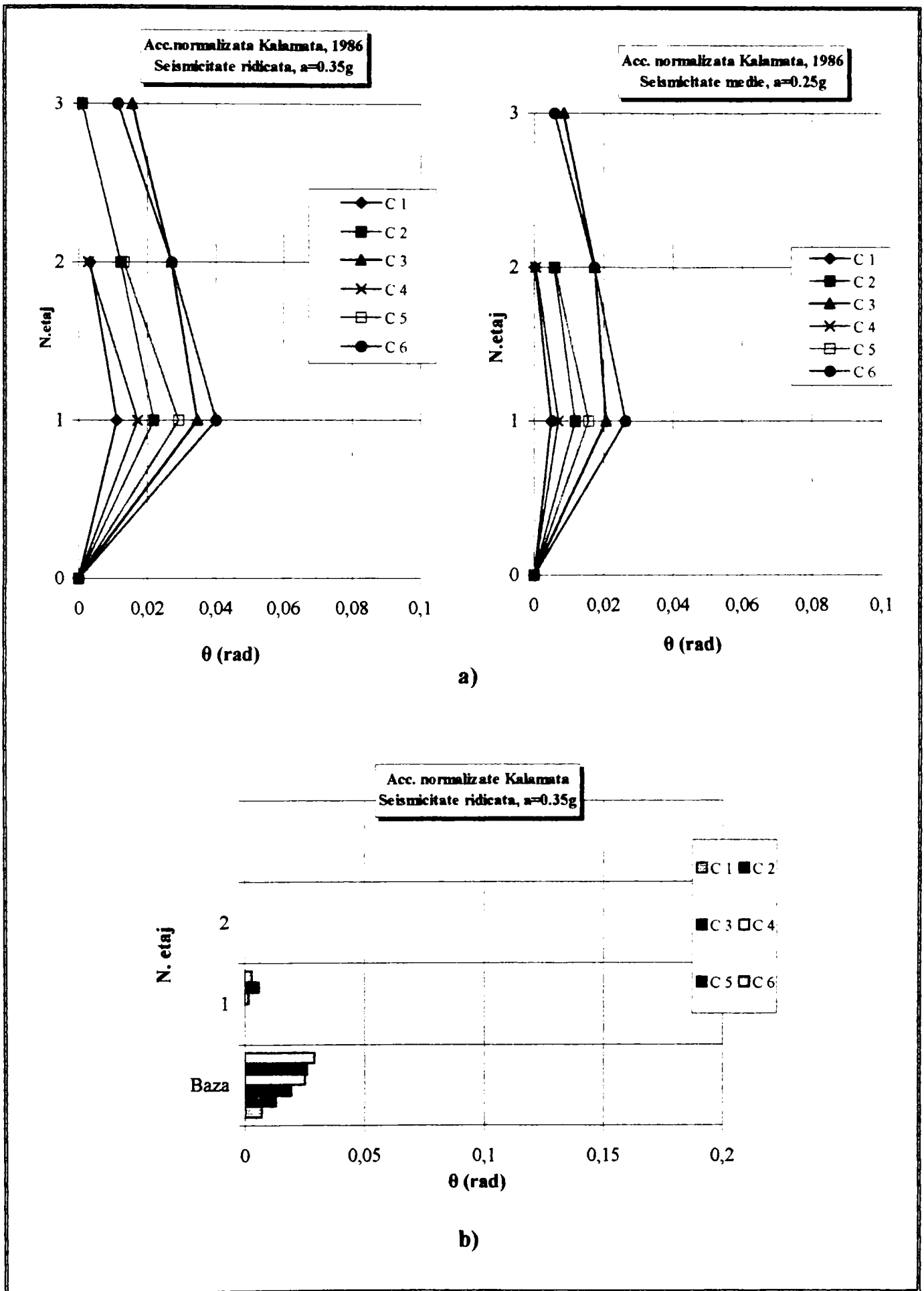


Fig. 6.8 Distributia cerintelor de ductilitate pentru accelerograma Kalamata a) in grinzi, b) in stalpi

Fig. 6.8 Distribution of the ductility demands in case of Kalamata ground motion a) at the beams, b) at the columns

- Comparand cadrele C3, C4 pentru care primul are un raport al momentelor plastice dublu fata de al doilea, iar perioade lor sunt egale, se observa ca C3 realizeaza o oarecare uniformizare a articulatiilor plastice si a cerintelor de ductilitate, Fig. 6.6a,6.7a. Pentru C4 apar variatii bruste de la etaj la etaj avand o comportare necorespunzatoare in cazul seismicitatii ridicate sau medie. Insa in cazul unor seisme specifice (Banat) cerintele maxime de ductilitate pentru grinzi apar la etajele superioare iar in alte situatii (cazul Kobe) cerintele maxime pentru stalpi si/sau grinzi apar tot la etajele superioare, Fig. 6.6, 6.9. Spre deosebire de celelalte seisme epicentrale in cazul seismului Banat cadrul C3 proiectat conform conceptului SP-GS introduce cerintele maxime de ductilitate in comparatie cu cadrele care un raport al rezistentei plastice grinda-stalp mai redus, C4,C5, ele raminand chiar in stadiul elastic pentru cazul seismicitatii medie sau reduse, Fig. 6.9. Astfel, cadrele C4, C5, cu un stalpi slab, HE220B, se comporta mai bine. Prin analiza diagramelor prezentate in figurile 6.6, 6.8, 6.9, 6.10, se constata ca seismele epicentrale pot crea conditii diferite de deformabilitate, fiind greu de stabilit reguli de conformare standardizate. In aceste conditii proiectarea in asemenea zone necesita studii de macro si microzonare pentru stabilirea caracteristicilor seismelor din zona respectiva, cu ajutorul carora se vor elabora spectre specifice de proiectare pentru dimensionarea structurilor.

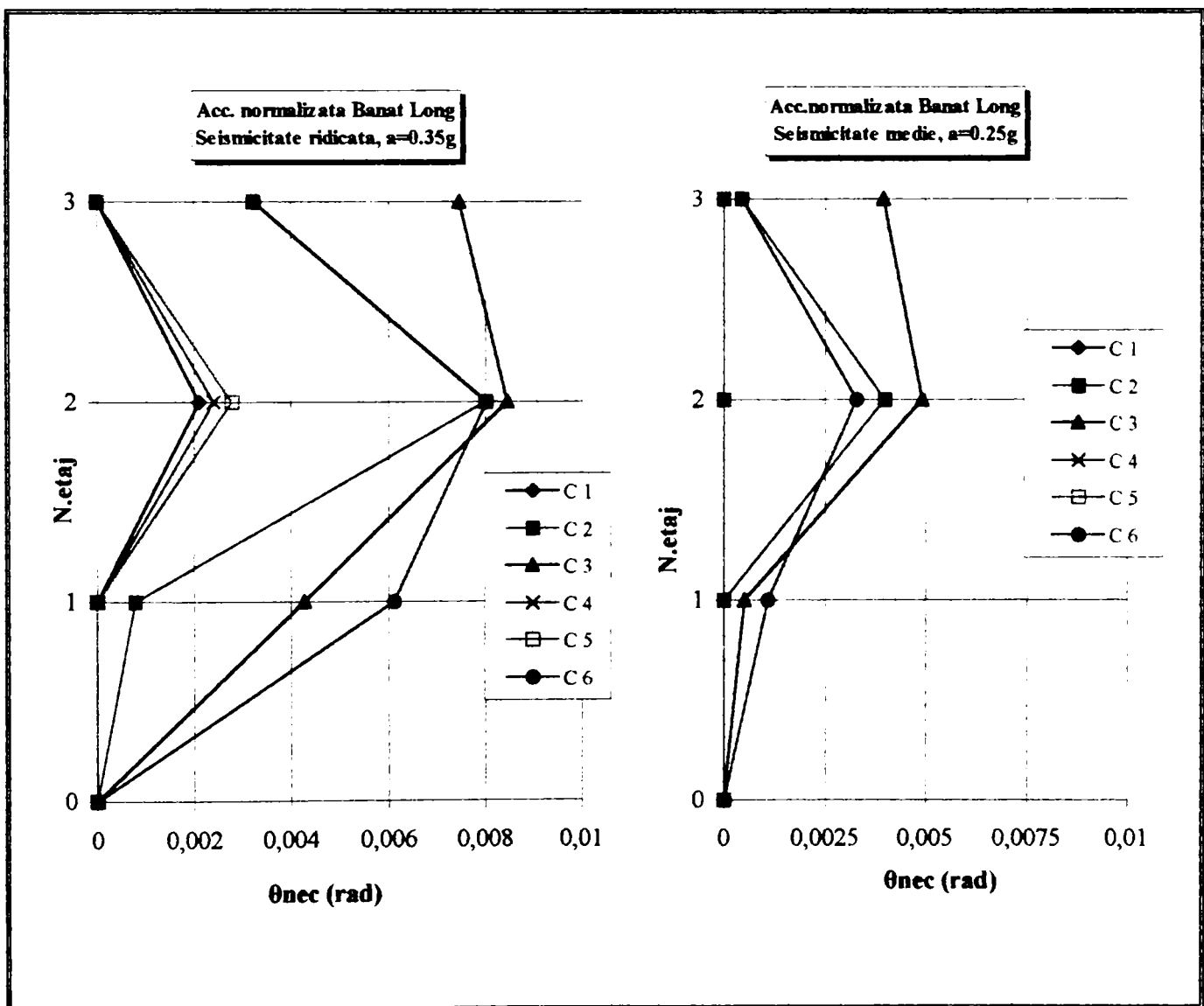


Fig. 6.9 Distributia cerintelor de ductilitate pentru accelerograma Banat in grinzi
 Fig. 6.9 Distribution of the ductility demands in case of Banat ground motion at the beams

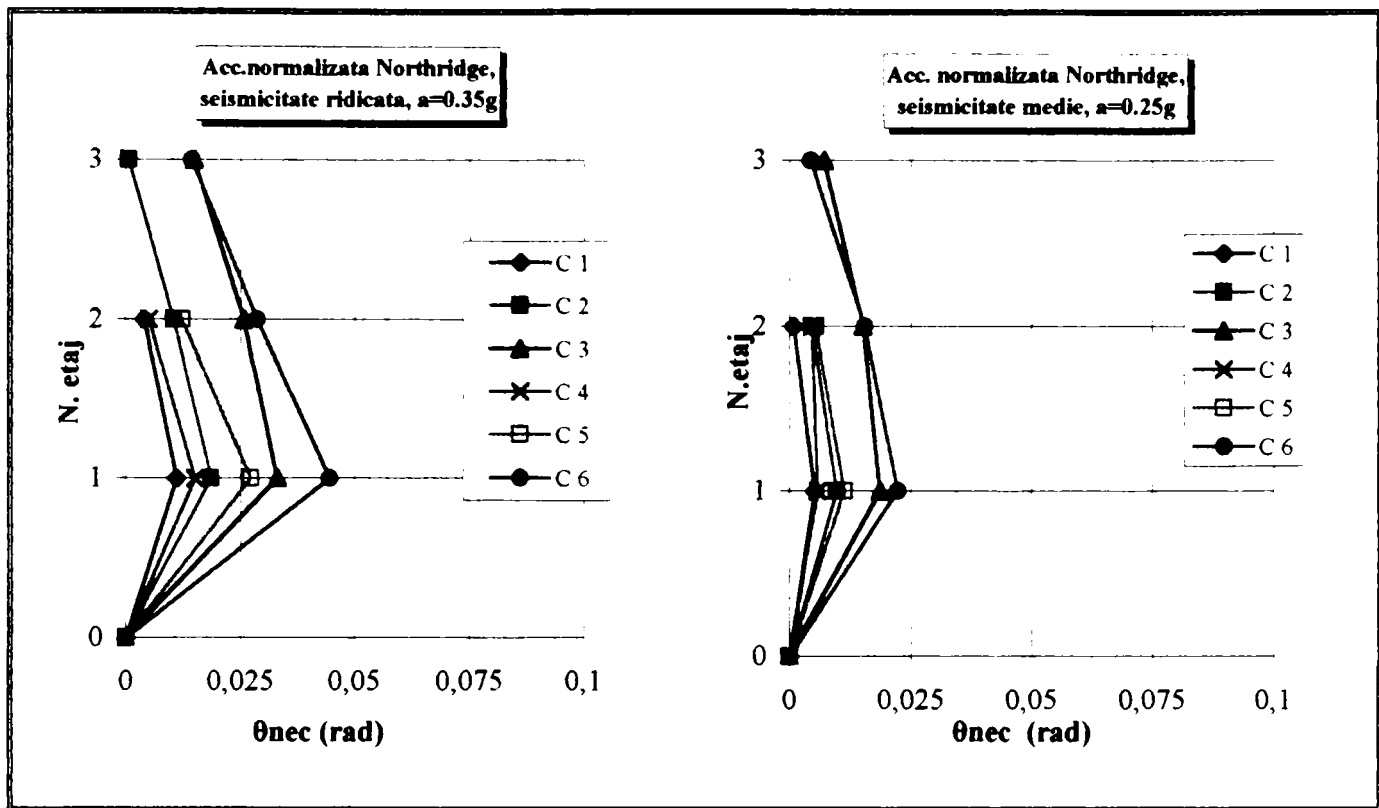


Fig. 6.10 Distributia cerintelor de ductilitate pentru accelerograma Northridge in grinzi
Fig. 6.10 Ductility demands in case of Northridge ground motion, at the beams

In continuare se studiaza performanta cadrelor cu ajutorul indexului local, $ID_L(\theta)$, pentru grinzi si stalpii, si indexul global, ID_G , functie de seismicitatea considerata pentru accelerogramele date:

- Severitatea avariilor in cazul seismului din Kobe, de altfel semnalata si anterior, pentru toate cadrele, independent de modul de conformare, se evidentiaza in figurile 6.11, 6.12, 6.13; chiar si in situatiile unei seismicitati medii sau reduse avariile elementelor fiind ridicate. In asemenea situatii elementele nu dispun de capacitatea de rotire asa de mari datorita actiunii de tip soc cu caracter partial ciclic (avand mai multe impulsuri), fiind necesare prevederi pentru introducerea unor detalii speciale, de ex. conceptul "dog-bone".
- Explicand cazul seismului din Northridge se constata ca avariile produse in elementele cadrelor sunt mai mici in comparatie cu avariile cadrelor incarcate cu accelerograma Vrancea. La fel pentru accelerograma Vrancea si Kalamata, avariile produse in cadrele incarcate cu accelerograma Kalamata sunt mai reduse, aproximativ egale cu cele din Northridge, Fig. 6.8, 6.10 si Fig. 6.11,6.12. Aceasta diferenta se datoreaza faptului ca in cazul seismelor cu caracter ciclic elementul intra in domeniul plastic de mai multe ori, ruperea acestuia provenind din acumularea deformatiilor. In schimb in cazul seismelor de tip soc se inregistreaza un ciclu maxim in domeniul plastic, care produce rotirea maxima a elementului. Prin urmare indexul de avarie, bazat pe conceptul oboselii la un numar redus de cicluri, nu poate descrie cu exactitate asemenea tipuri de miscare. In anumite miscari seismice si in special cazul seismelor aproape de epicentru si de falie hotaritoare pentru comportare inelastica poate fi viteza de incarcare sau deplasarea indusa structurii, care mai ales in cazul structurilor flexibile creaza conditii de avariere puternice ale elementelor nu numai din cauza cerintelor de ductilitate si din cauza scaderii capacitatii de rotire a elementului, datorita cresterii limitei de curgere si maririi pericolului de rupere fragila.

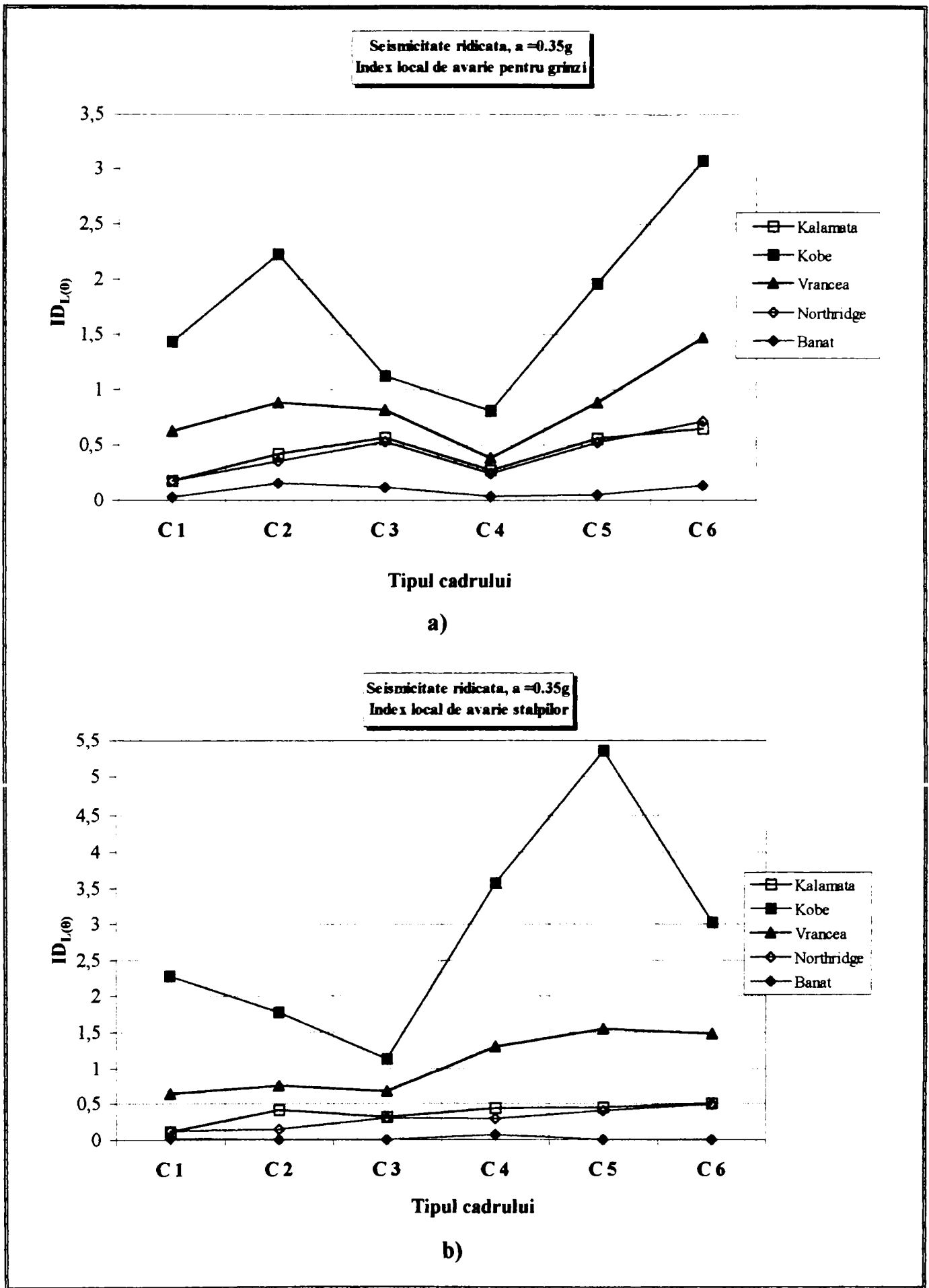


Fig. 6.11 Indexul local de avarie a) a grinzilor, b) a stalpilor pentru seismicitate ridicata
Fig. 6.11 Local damage index a) for beams, b) for columns in case of high seismicity

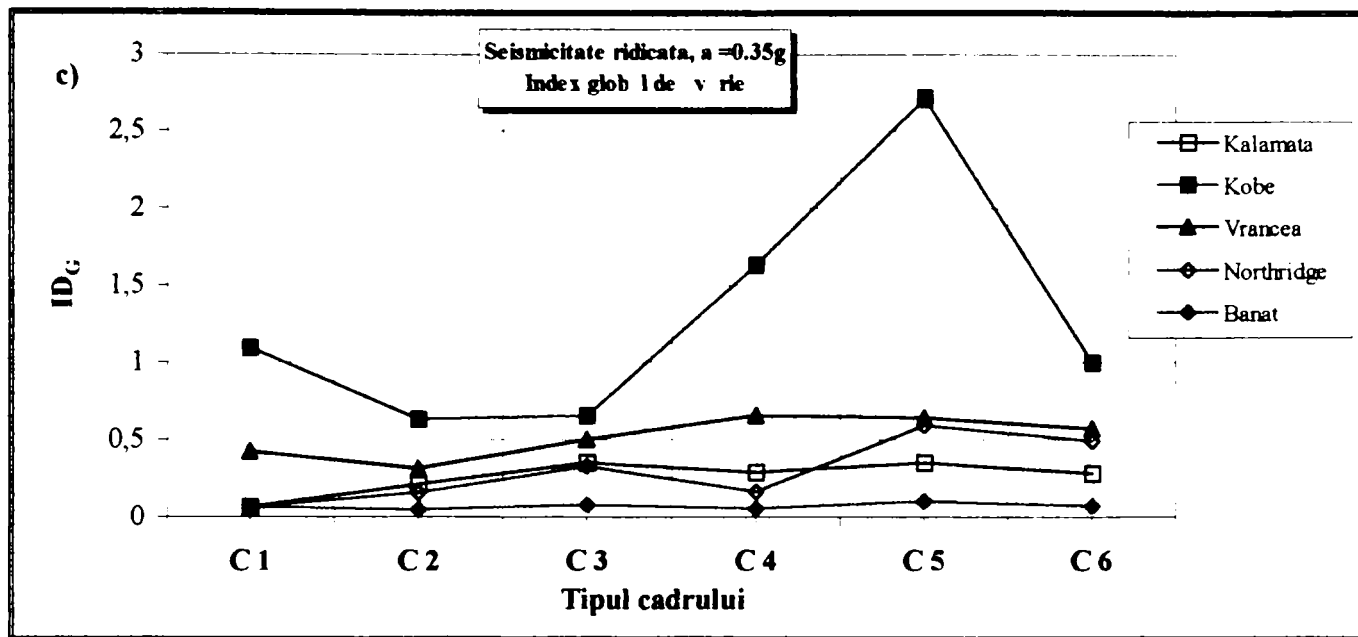


Fig. 6.11 c) index global de avarie, pentru seismicitate ridicata

Fig. 6.11 c) Global damage index in case of high seismicity

- Din toate diagramele, Fig. 6.11a,b, 6.12,a,b, 6.13a,b, independent de nivelul seismicitatii, se constata faptul ca atunci cand gradul de avariere este mai mare la grinzi gradul de avariere la stalpi scade, grinzi lucrind ca elemente disipative. Aceasta comportare se realizeaza atunci cand raportul rezistentei plastice $M_{Rd,c} / M_{Rd,b}$ este mai mare decat 1.30 (cazul C1, C2, C3). Asadar se evidentiaza efectivitatea conceptului SP-GS. Comparand cadrele C1, C5 care au acelasi raport al capacitatilor plastice al stalpilor si grinzilor, dar conformare diferita (cadrul C5 are stalpi mai slabi), se constata ca avariile locale atat la stalpi cat si la grinzi sunt mai mari in cadrul C5, Fig. 6.11, 6.12. Importanta alegerii corecte a sectiunilor transversale stalpilor si grinzilor este de o importanta deosebita pentru realizarea conceptului SP-GS. In caz contrar chiar daca raportul $M_{Rd,c} / M_{Rd,b}$ este mai mare decat 1.30, nu se respecta conditiile de verificare a ductilitatii locale. Asemenea concluzii se pot remarca din comparatia cadrelor C2 si C6. Totodata trebuie observata si importanta perioadei fundamentale a structurii. Cadrul C6 are pe de o parte un raport ridicat $M_{Rd,c} / M_{Rd,b} = 1.70$, dar pe de alta parte are si perioada proprie ridicata, $T=1.25\text{sec}$, afectand capacitatea de deformare a structurii, Fig. 6.11, 6.12. Alegerea corecta a elementelor depinde de "simtul" si de experienta a inginerului proiectant, iar in ceea ce priveste influenta perioadei proprii de vibratie a structurii, ea nu este considerata in calculul factorului de comportare, q , care de fapt introduce in calculul elastic simplificat capacitatea structurii de deformare.
- Cadrul C3, avand un raport $M_{Rd,c} / M_{Rd,b} = 2.17$, prezinta solutia cea mai eficienta in zone cu seismicitate ridicata pentru evitarea colapsului structurii, totodata avand o distributie a avariilor atat la grinzi cat si la stalpi, Fig. 6.11a,b,c. Asigura conditiile starii limita pentru care a fost proiectat. Pe de alta parte in zone cu seismicitate redusa poate fi o solutie care conduce la avarii ridicate in cazul unor evenimente seismice cu acceleratii reduse, $0.12...0.15g$, Fig. 6.13a,b,c. Evident daca s-ar considera un cadru cu stalpi mai puternici, HE 280B, cadrul ar ramane in stadiul elastic dar cresterea sectiunii transversale a stalpilor conduce la o dimensionare exagerata. Comparand cadrele C3, C4, pentru cazul seismicitatii reduse, se remarca faptul ca indexul global pentru C3 este cu 10% mai mare fata de C4, insa cadrul C4 are un grad ridicat de avariere la stalpi formandu-se un mecanism global, Fig. 6.5, 6.13. Astfel se demonstreaza deosebita importanta conceptului SP-GS chiar si in zone cu seismicitate redusa.

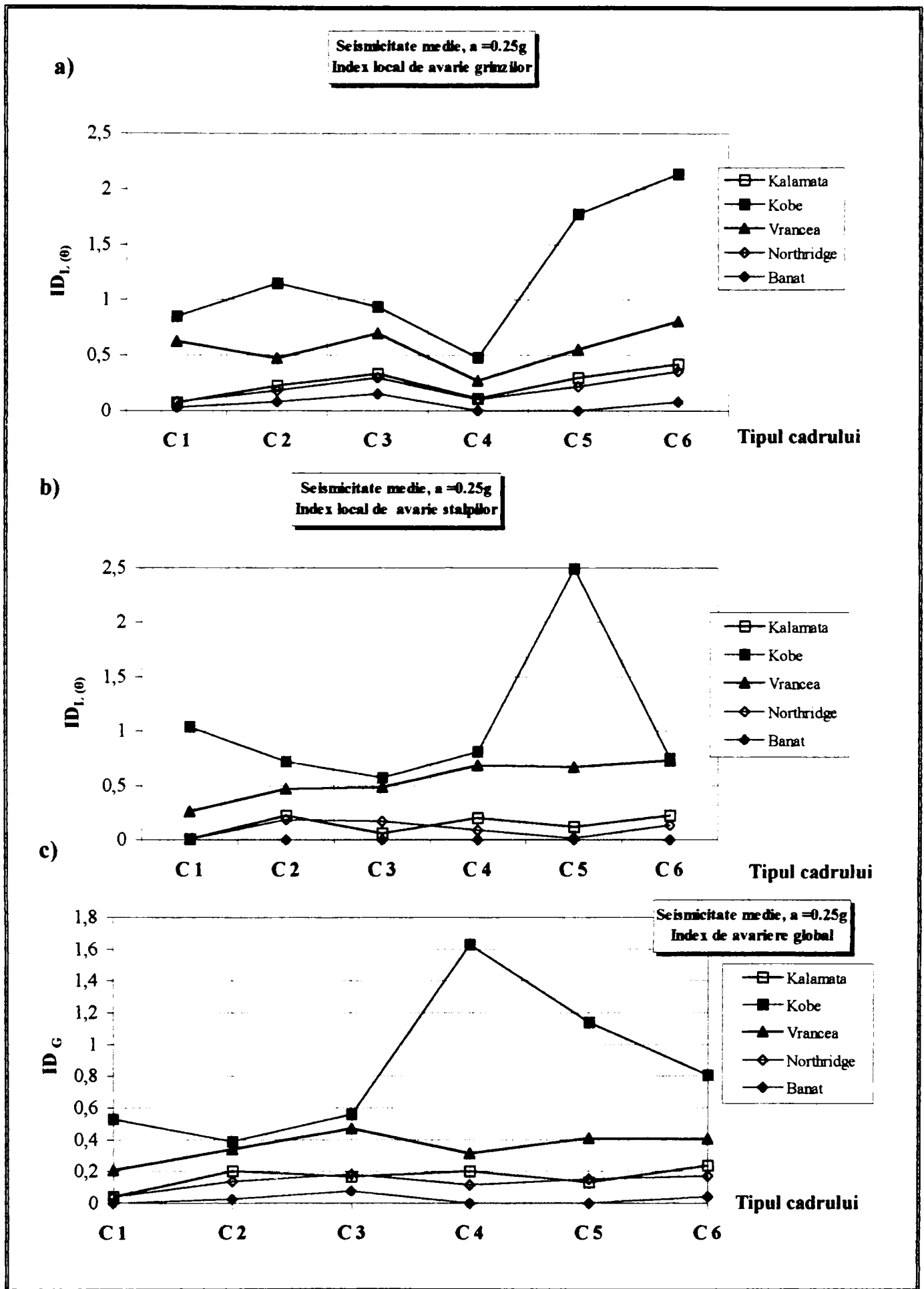


Fig. 6.12 Indexul local de avarie pentru seismicitate medie a) a grinziilor, b) a stalpilor , c) index global

Fig. 6.12 Local damage index a) for beams, b) for columns, c) global damage index in case of medium seismicity

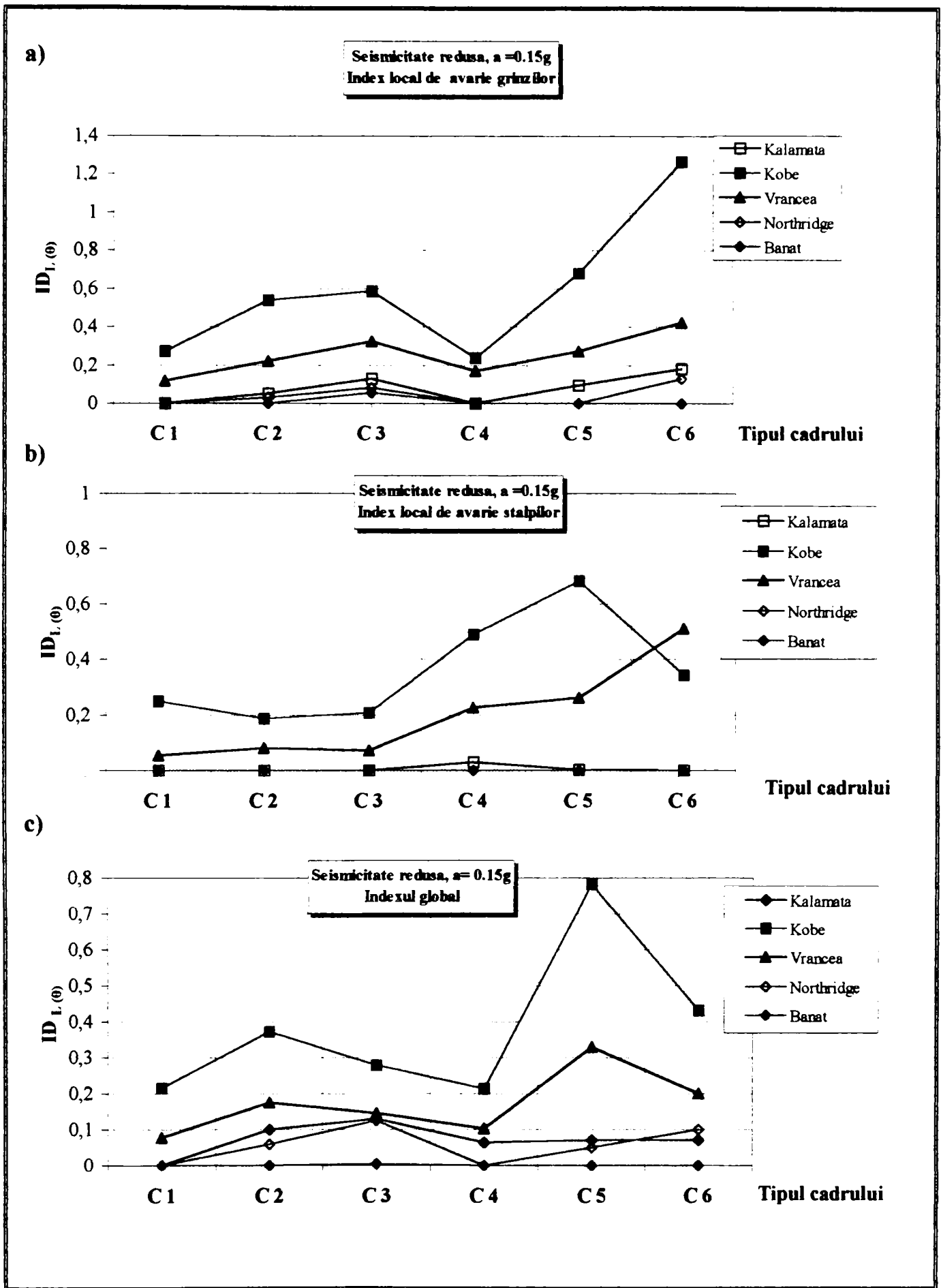


Fig. 6.13 Indexul local de avarie pentru seismicitate redusa a) a grinziilor, b) a stalpilor , c) index global

Fig. 6.13 Local damage index a) for beams, b) for columns, c) global damage index in case of low seismicity

In figura 6.14 se prezinta influenta perioadei proprii a structurii asupra gradului de avariere global cadrelor considerate, functie de nivelul seismicitatii admise pentru zona respectiva. In primul rand se constata ca in cazul seismicitatii reduse, pentru acceleratii de ordinul 0.15g, miscarile seismice isi pierd caracteristicile proprii; in acest domeniu structurile nu sunt influentate de caracteristicile actiunii seismice, fiind influentate numai din fortele inertiiale care se nasc, Fig. 6.14c. Astfel cadrele cele mai flexibile prezinta si un grad global de avariere mai mare ($T > 1.10$ sec). In schimb in cazul seismicitatii ridicate sau medie comportarea post-elastica a cadrelor este influentata de perioada proprie a miscarii seismice; deoarece fiecare actiune seismica contine diferite caracteristici este greu de stabilit reguli pentru conformarea structurilor a caror perioada sa fie "deconectata" de miscarea seismica (Fig. 6.14a,b). Pentru rezolvarea acestor probleme sunt necesare studii de microzonare care sa ne informeze asupra caracteristicilor conditiilor locale. Astfel, se evidentiaza importanta utilizarii unor accelerograme artificiale care contin numai aspectele principale ale miscarii seismice. Atunci cand structura este conformata corect pe baza conceptului SP-GS prezinta un grad de avarie inevitabil, fiind insa mai mic in cazul seismicitatii ridicate sau medie.

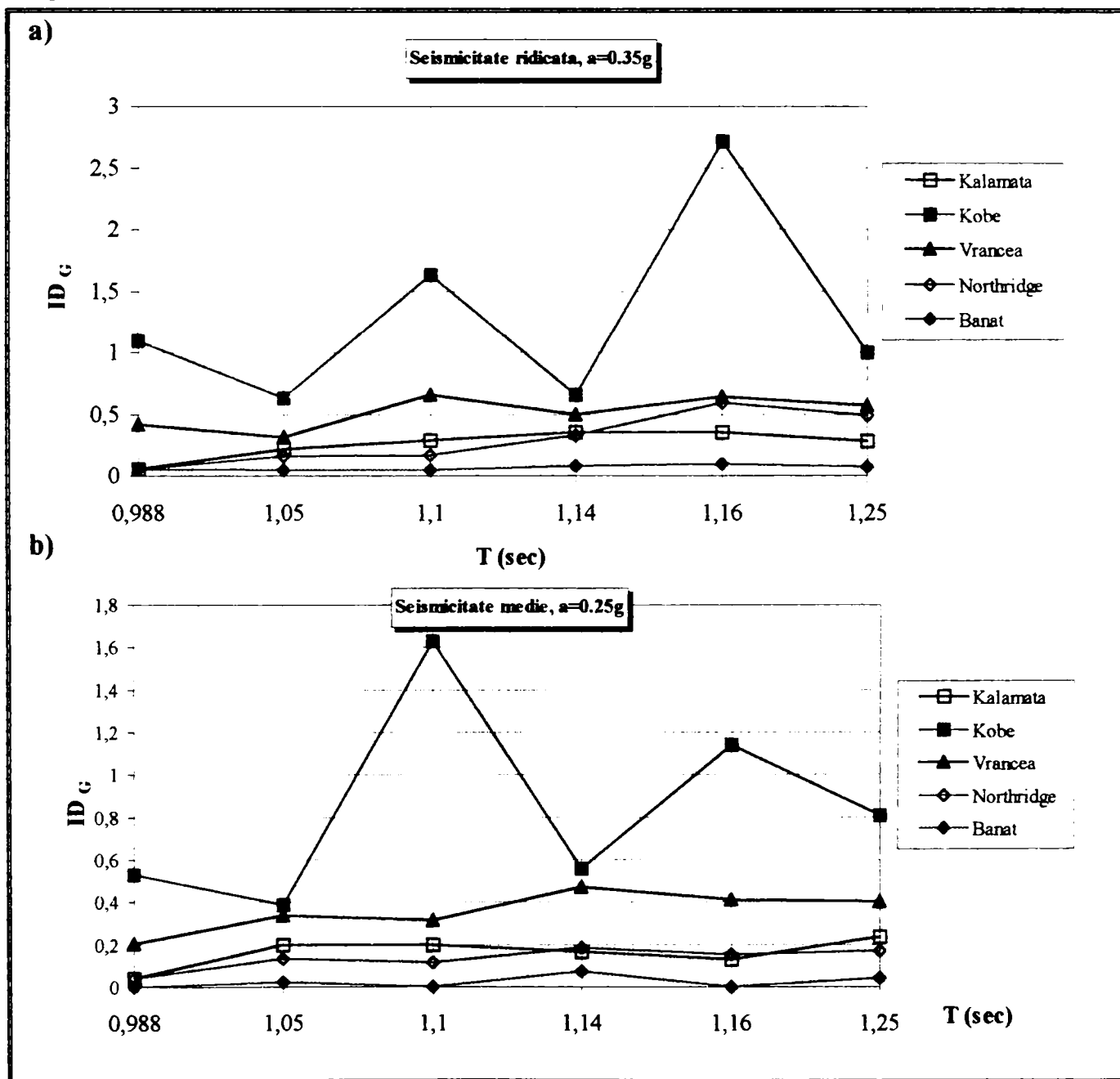


Fig. 6.14 Influenta perioadei fundamentale asupra gradului de avarie global
Fig. 6.14 Influence of the fundamental period on the global damage of the analyzed frames

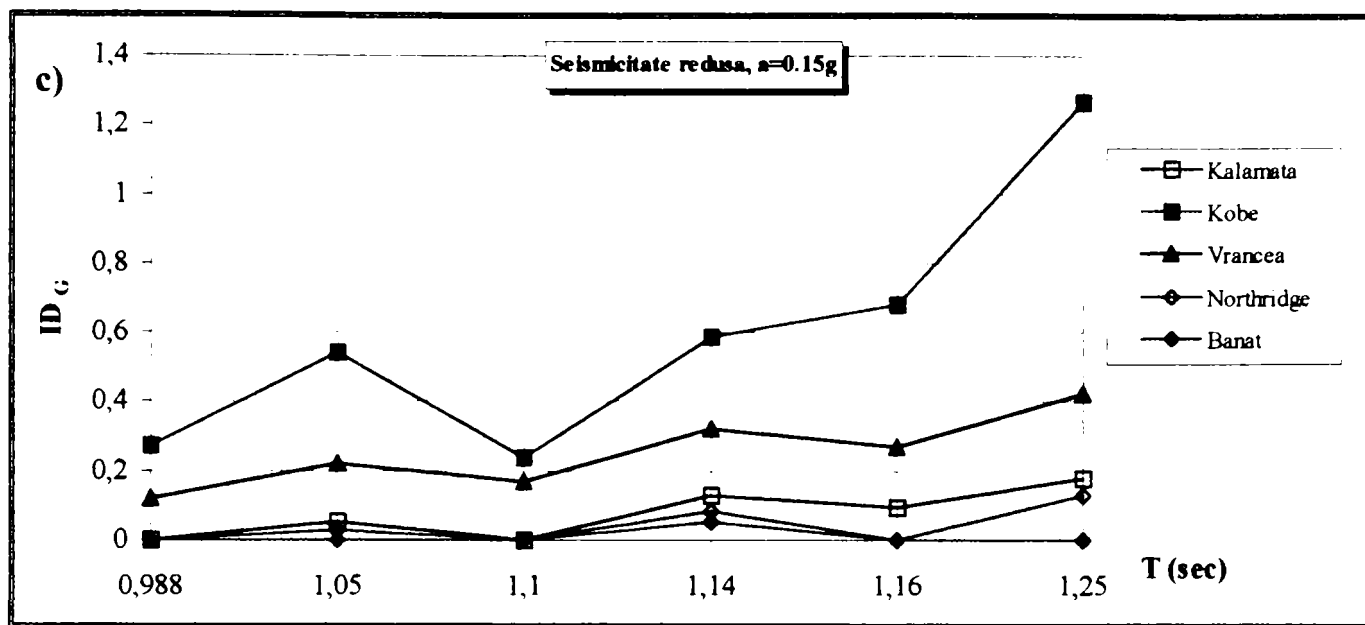


Fig. 6.14 continuare

Fig. 6.14 continued

Din examinarea modului de distributie a articulatiilor plastice si in general al modului de comportare inelastica se constata ca obtinerea unui mecanism global este greu de obtinut in conditii reale, chiar pentru cadrele proiectate in conceptul SP-GS, deoarece fiecare miscare seismica introduce conditiile de deformare specifice (Fig. 6.6a, 6.9). Pe de alta parte in conceptul de proiectare trebuie sa fie reflectate nivelul de siguranta a structurii precum si costul ei functie de performantele acesteia. In acest context, ca si in cazul altor coduri antiseismice (UBC, AISC), ar fi necesara introducerea atat in EC-8 cat si in codurile de interes national (P-100/ 92, N.E.A.K) a unei clasificari a cadrelor, functie de respectarea conditiilor ductilitatii locale-globale. Conditii generale ar fi capacitatea formarii unui mecanism global si verificarea cerintelor ductilitatii locale, $\theta_{cap.} > \theta_{nec.}$. Intr-un stadiu mai avansat s-ar putea delimita si gradul de avariere local si global, ID, functie de performantele cadrului. Cadrele studiate anterior, cu 3 etaje regulate, cu raport al rezistentei $M_{Rd,c} / M_{Rd,b} = 2.20 \dots 1.30$ ar putea fi clasificate in **cadre normale**, CN, care dispun de capacitatea de formare unui mecanism global in zone cu seismicitate medie sau redusa, totodata respectandu-se si conditiile ductilitatii locale. Totusi in zone cu seismicitate ridicata ele nu pot asigura conditiile mai sus enuntate. Clasificarea cadrelor mai precisa se va prezenta in capitolul urmator. Pentru obtinerea unor cadre care pot forma mecanisme globale, denumite **cadre speciale**, CS, este necesara realizarea unor rapoarte al rezistentei plastice intre stalp-grinda $M_{Rd,c} / M_{Rd,b} > 2.20$. Se considera cadrul cu caracteristicile geometrice definite in figura 6.4 iar conformarea in tabelul 6.6.

Tab. 6.6 Conformarea cadrelor analizate.

Tab. 6.6 Conformation of the analyzed frames.

Grinda	Stalp	$M_{Rd,c} / M_{Rd,b}$	T		
			T_1	T_2	T_3
IPE 300	HE 220B	1.31	1.167	0.335	0.149
	HE 240B	1.68	1.05	0.303	0.154
	HE 260B	2.05	0.97	0.279	0.139
	HE 280B	2.44	0.90	0.258	0.127
	HE 300B	2.97	0.85	0.238	0.115

Din analizele dinamice efectuate cu accelerogramele definite in tabelul 6.4, 6.5 se constata faptul ca cresterea raportului conduce la reducerea cerintelor de ductilitate si respectarea conditiilor de ductilitate, locale-globale, Fig. 6.15. Astfel pentru situatii cand $M_{Rd,c} / M_{Rd,b} > 2.20$ cadrele pot fi clasificate in cadre speciale, cu conditia sa fie bine detaliate. Insa realizarea cadrelor speciale este insotita cu marirea exagerata a sectiunilor stalpilor. De remarcat ca folosirea cadrelor speciale in cazul unor seisme specifice (Banat) produce schimbarea comportarii inelastice, cerintele de ductilitate maxime aparandu-se la etajele superioare, Fig. 6.15c, fiind importante modurile superioare de vibratie. Elaborarea unor metodologii pentru dezvoltarea mecanismelor plastice globale, luand in considerare caracteristicile specifice miscarii seismice, este foarte dificila si laborioasa ceea ce face necesara propunerea a unor moduri de conformare noi (cadre hibride, cadre rigide cu noduri solidarizate, etc) usor de implementat in practica de proiectare curenta. Asemenea solutii se vor studia in urmatoarele paragrafe.

In concluzie, avand in vedere cele expuse anterior se remarca deosebita importanta conceptului de proiectare SP-GS, mai ales in zone seismic active. Totodata pentru realizarea acestuia este necesara alegerea corecta a elementelor precum si a unor rapoarte ridicate ceea ce poate conduce in anumite situatii la proiectarea neeconomica. In acest context se considera necesara clasificarea cadrelor pentru libera alegere de catre proiectant a performantelor. De asemenea se subliniaza importanta perioadei de vibratie si a modurilor superioare de vibratie ale structurii, fapt care face absolut necesara luarea lor in considerare pentru calculul factorului de comportare.

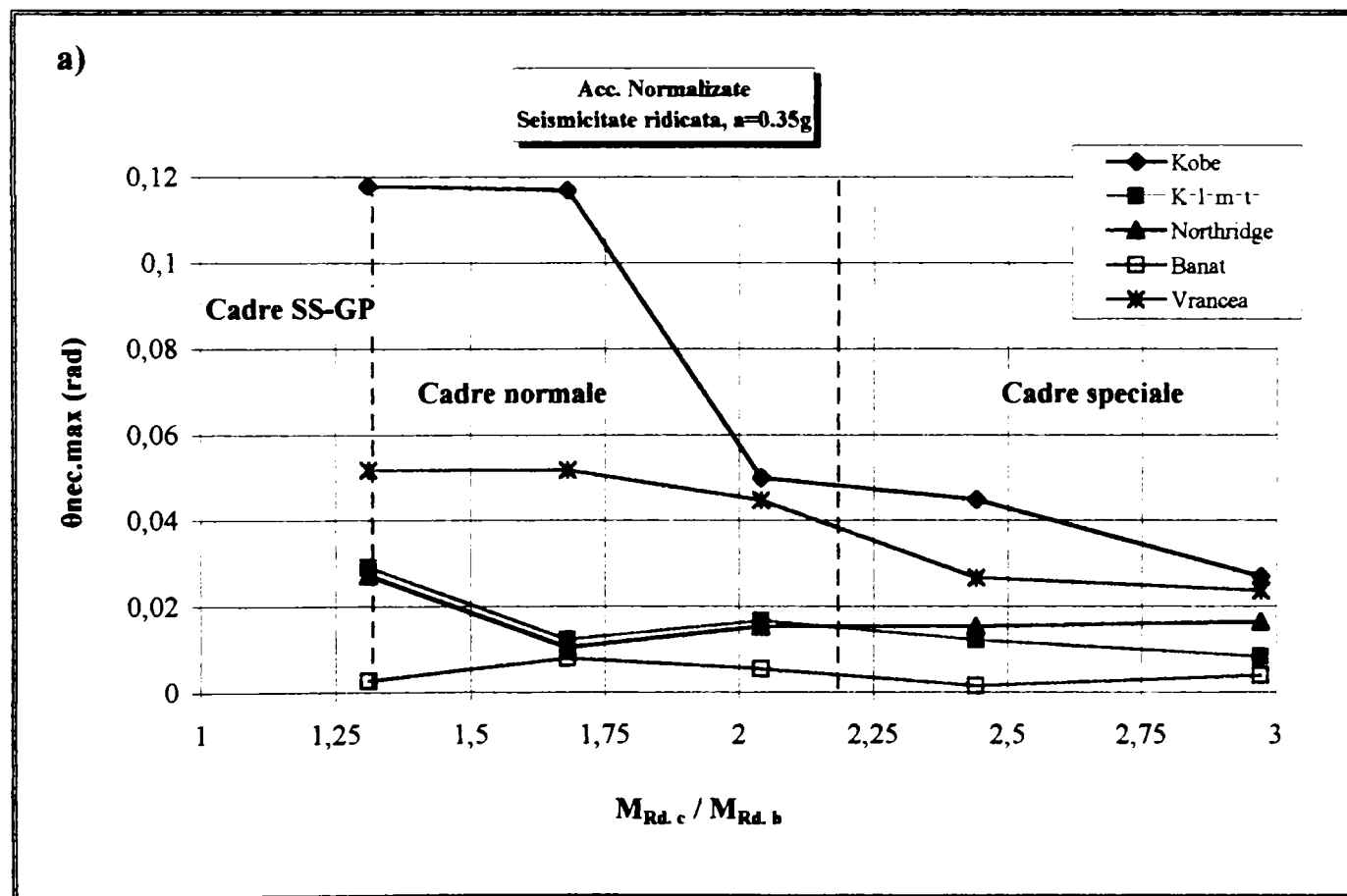


Fig. 6.15 Influenta raportului de rezistenta plastica stalp-grinda asupra cerintelor de ductilitate maxime

Fig. 6.15 Influence of column-beam plastic strength ratio on ductility demands

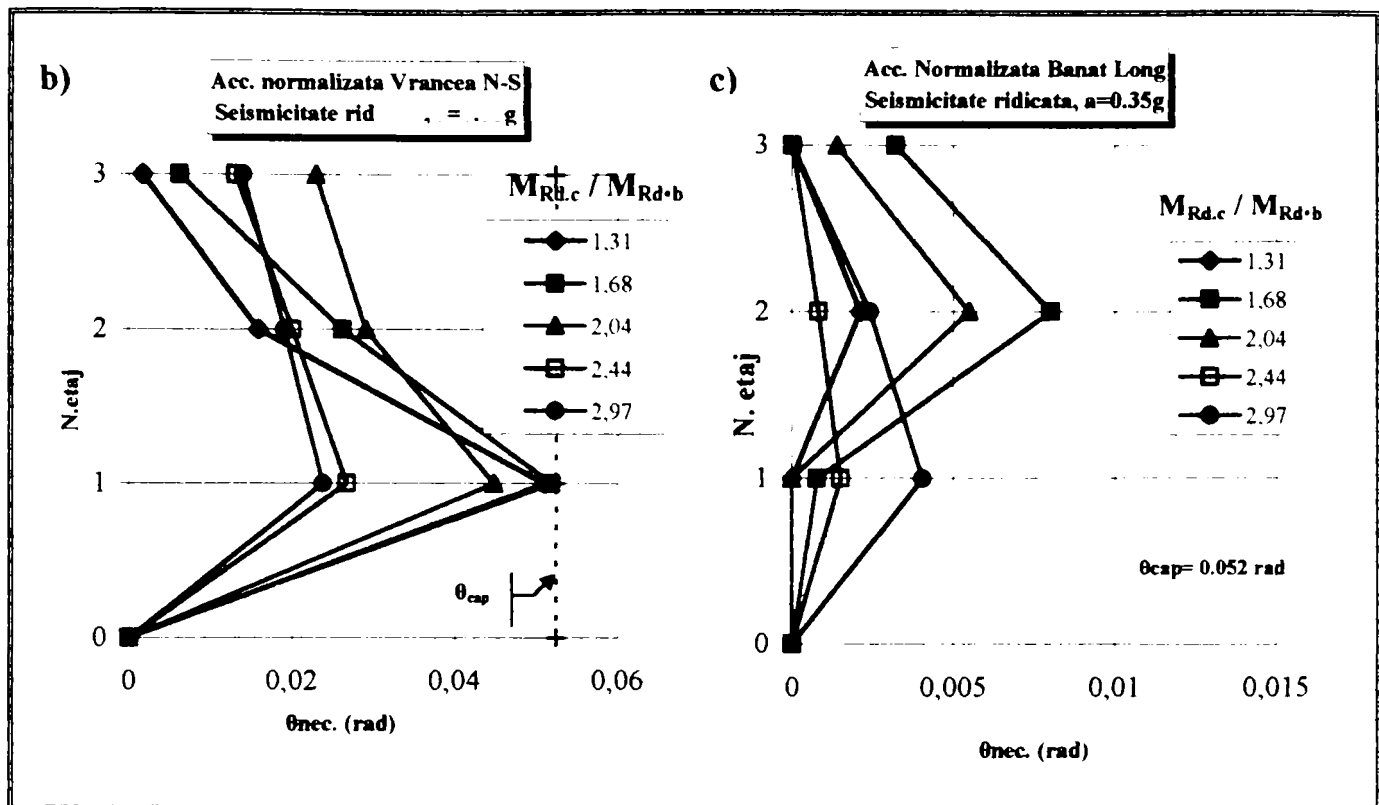


Fig. 6.15 Influenta raportului de rezistenta plastica stalp-grinda asupra cerintelor de ductilitate
 Fig. 6.15 Influence of column-beam plastic strength ratio on ductility demands

6.5.2 Influenta hibridizarii cadrelor necontravantuie

Conditia pentru o comportare disipativa impune formarea articulatiilor plastice in grinzi si nu in stalpi (cu exceptia stalpilor de la parter, la baza). Pentru proiectarea cadrelor in conceptul SP-GS se pot folosi doua modalitati, fie prin:

- cresterea rigiditatii stalpului in comparatie cu cea a grinzii;
- cresterea rezistentei stalpului in comparatie cu cea a grinzii.

Luand in considerare faptul ca cresterea limitei de curgere conduce la reducerea ductilitatii locale, alegerea unor grinzi de marca superioare ar fi inadecvata; in schimb alegerea unor stalpi de rezistenta ridicata ar conduce pe de o parte la cresterea raportului $M_{Rd,c} / M_{Rd,b}$, fara majorarea sectiunii transversale a stalpului, totodata marindu-se si rezistenta panoului de legatura. In consecinta, se creaza conditiile stabile pentru dirijarea articulatiilor plastice in grinzi. Astfel, se pot realiza cadre alcatuite din 2 sau mai multe marci de otel denumite **cadre hibride, CH**. Spre deosebire de proiectarea bazata pe cresterea rigiditatii, care este influentata de perioada de vibratie, in cazul solutiilor hibride acest factor de influenta poate fi eliminat.

In studiul parametric se folosesc 5 cadre, cu 3 etaje-2 deschideri, a caror geometria si conformarea este prezentata in figura 6.16. Se considera, tab. 6.7:

- un cadru special, CS, care dispune capacitatea de formare a unui mecanism global;
- un cadru special in care este aplicat conceptul hibridizarii, CSH;
- un cadru normal, CN, cu un raport plastic egal cu 1.31, dar conformat necorespunzator (cadrul C5 studiat in 6.5.1);
- un cadru normal in care este aplicat conceptul hibridizarii, CNH1, folosind stalpi din Fe430.
- un cadru normal in care este aplicat conceptul hibridizarii, CNH2, folosind stalpi din Fe510.

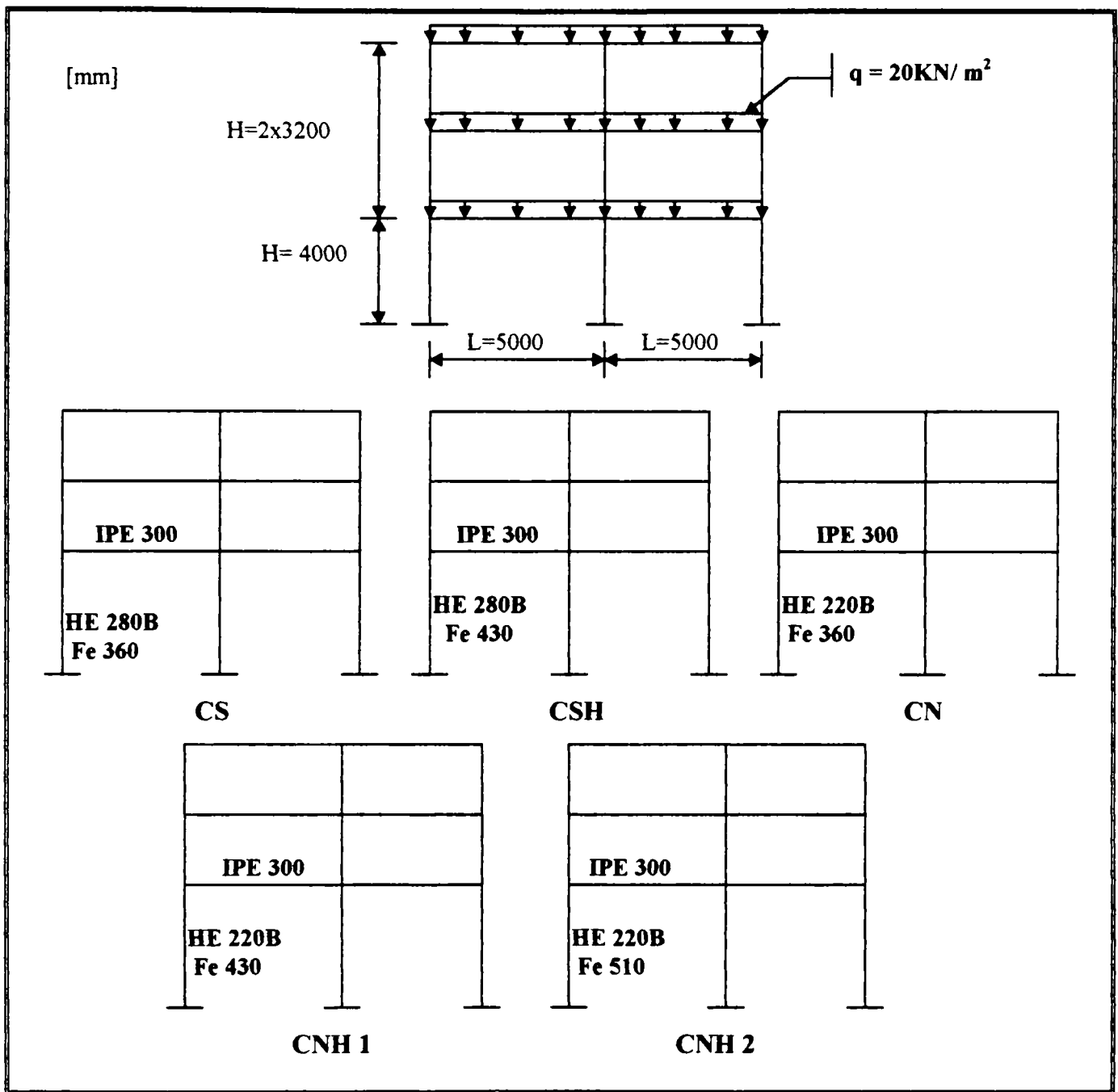


Fig. 6.16 Geometria si conformarea cadrelor analizate
 Fig. 6.16 Geometry and conformation of the analyzed frames

Tab.6.7 Caracteristicile cadrelor analizate
 Tab.6.7 Characteristics of the analyzed frames

Cadru	Alcatuire	Material	$M_{Rd,c} / M_{Rd,b}$
CS	HE 280B	Fe 360	2.44
	IPE 300	Fe 360	
CSH	HE 280B	Fe 430	2.85
	IPE 300	Fe 360	
CN	HE 220B	Fe 360	1.31
	IPE 300	Fe 360	
CNH1	HE 220B	Fe 430	1.54
	IPE 300	Fe 360	
CNH2	HE 220B	Fe 510	1.99
	IPE 300	Fe 360	

Accelerogramele folosite pentru analizele dinamice neliniare a cadrelor sunt prezentate in tabelul 6.4, 6.5. In cazul acestui paragraf se va studia numai cazul unei seismicitati ridicate (normalizarea accelerogramelor la 0.35g), deoarece aceasta impune starea de solicitare cea mai defavorabila. De asemenea capacitatile de rotire plastice a elementelor ce alcatuiesc cadrele au fost calculate conform celor expuse in capitolul 4, 5, valorile fiind prezentate in tabelul 6.8.

Tab. 6.8 Rotirile plastice capabile ale elementelor

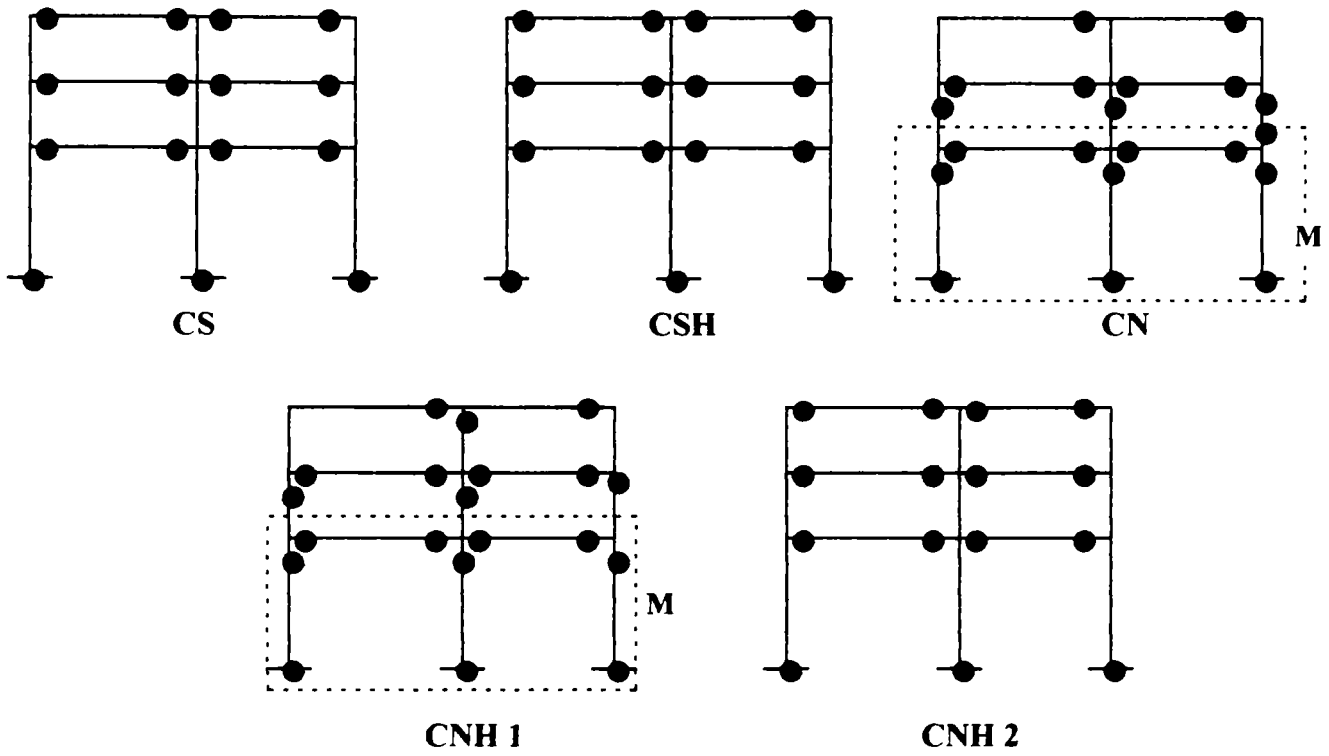
Tab. 6.8 Available plastic rotation capacities of the used elements

Element	Material	$\theta_{pl.mon}$	γ_M	C_r	$\theta_{cap.v}$	$\theta_{cap.c}$
HE280B H= 4000mm	Fe 360	0.112	1.50	1.46	0.061	0.063
	Fe 430	0.109			0.059	0.61
HE280B H= 3200mm	Fe 360	0.116	1.50	1.46	0.063	0.065
	Fe 430	0.114			0.062	0.064
HE 220B H= 4000mm	Fe 360	0.113	1.50	1.46	0.061	0.064
	Fe 430	0.109			0.059	0.062
	Fe 510	0.102			0.055	0.058
HE 220B H= 3200mm	Fe 360	0.122	1.50	1.46	0.066	0.069
	Fe 430	0.116			0.063	0.066
	Fe 510	0.112			0.061	0.064
IPE 300	Fe 360	0.103	1.50	1.59	0.052	0.066

In cele ce urmeaza sunt prezentate principalele observatii in urma examinarii rezultatelor obtinute:

- Efectul hibridizarii cadrelor este evidentiat comparand cadrul normal, CN, cu cele hibride, CNH1, CNH2. In primul rand se constata transformarea cadrului normal, CN, de la un cadru care formeaza mecanism de etaj (Fig. 6.5) la un cadru care obtine capacitatea de dezvoltare a unui mecanism global (CNH2), Fig. 6.17. Totodata se reduc cerintele de ductilitate locala atat la stalpi cat si la grinzi, Fig. 6.18, 6.19. In al doilea, rand comparand cadrele CNH1 si CNH2, ambele fiind hibride dar alcatuite de diferite marci, se observa ca folosirea unei marci de un nivel mai mare fata de marca grinzii, in situatiile cadrelor normale nu este eficienta. Ca atare, pentru promovarea cadrelor normale in cadre speciale este necesara folosirea unor stalpi de marca Fe 510 (CNH2). In aceste conditii chiar daca nu se respecta conditiile de verificare a ductilitatii locale se evita colapsul structurii, Fig. 6.17, 6.18a,b. In schimb, pentru cadre bine conformate si cu rapoarte al rezistentei plastice stalp-grinda peste 2.40 folosirea unei marci Fe 430 la stalpi este suficienta, conducand la performante ridicate (CS, CSH) Fig. 6.18.
- In cadrul unor seisme specifice (Banat) transformarea cadrelor normale in cadre speciale prin hibridizare nu reuseste sa conduca la uniformizarea cerintelor de ductilitate; numai folosirea unor cadre speciale avand perioada fundamentala $T < 0.90$ sec reusesc sa elimine cerintel de rotiri maxime la etajele superioare, Fig. 6.20. Pentru cazul seismelor epicentrale caracterizate de un impuls (Kalamata, Norridge), cadrul special, CS, cu cel hibrid, CSH, prezinta aceleasi cerinte de rotire si de deplasare, Fig. 6.18c,d, Fig. 6.21. Acelasi lucru se poate remarca si pentru cazul cadrelor CNH1, CNH2, Fig. 6.18c,d, Fig. 6.21.

Accelerograma normalizata Kobe N-S, 1995, $a = 0.35g$



Accelerograma normalizata Kalamata Long, 1986, $a = 0.35g$

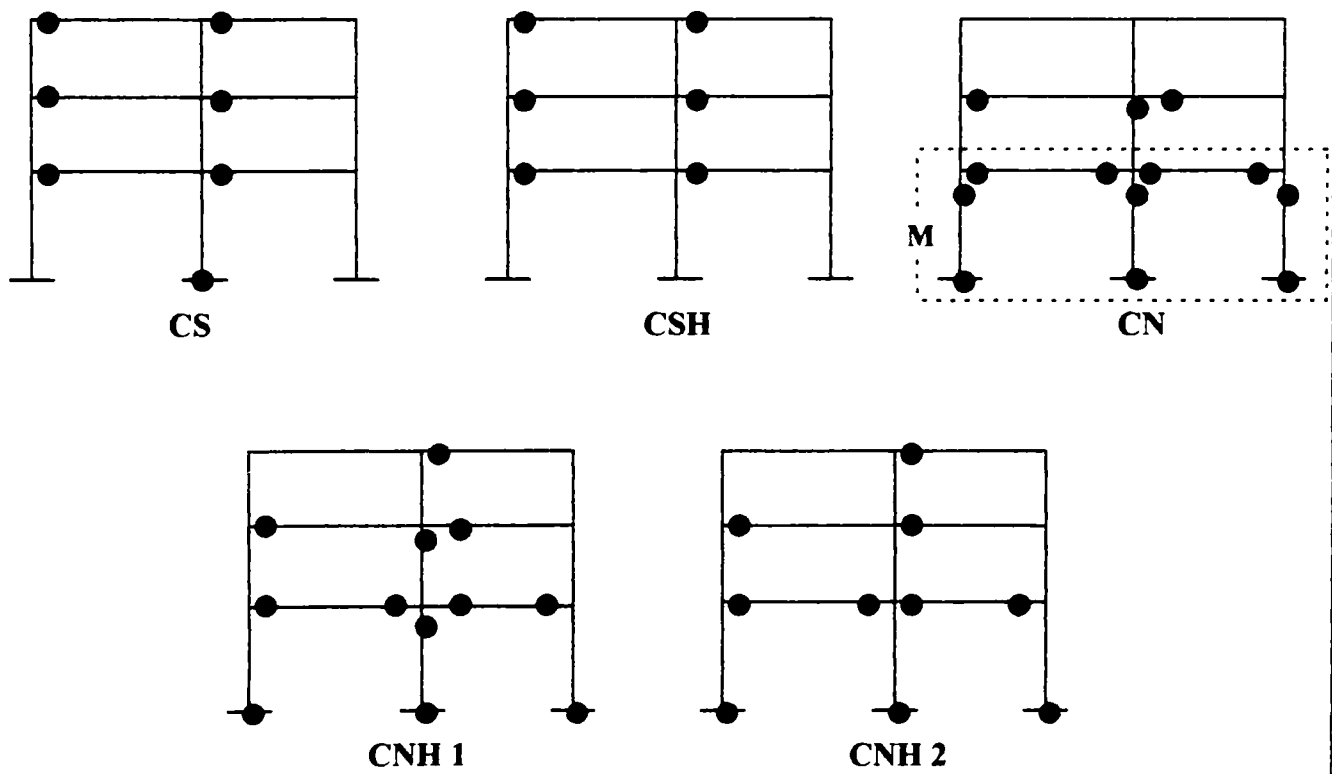
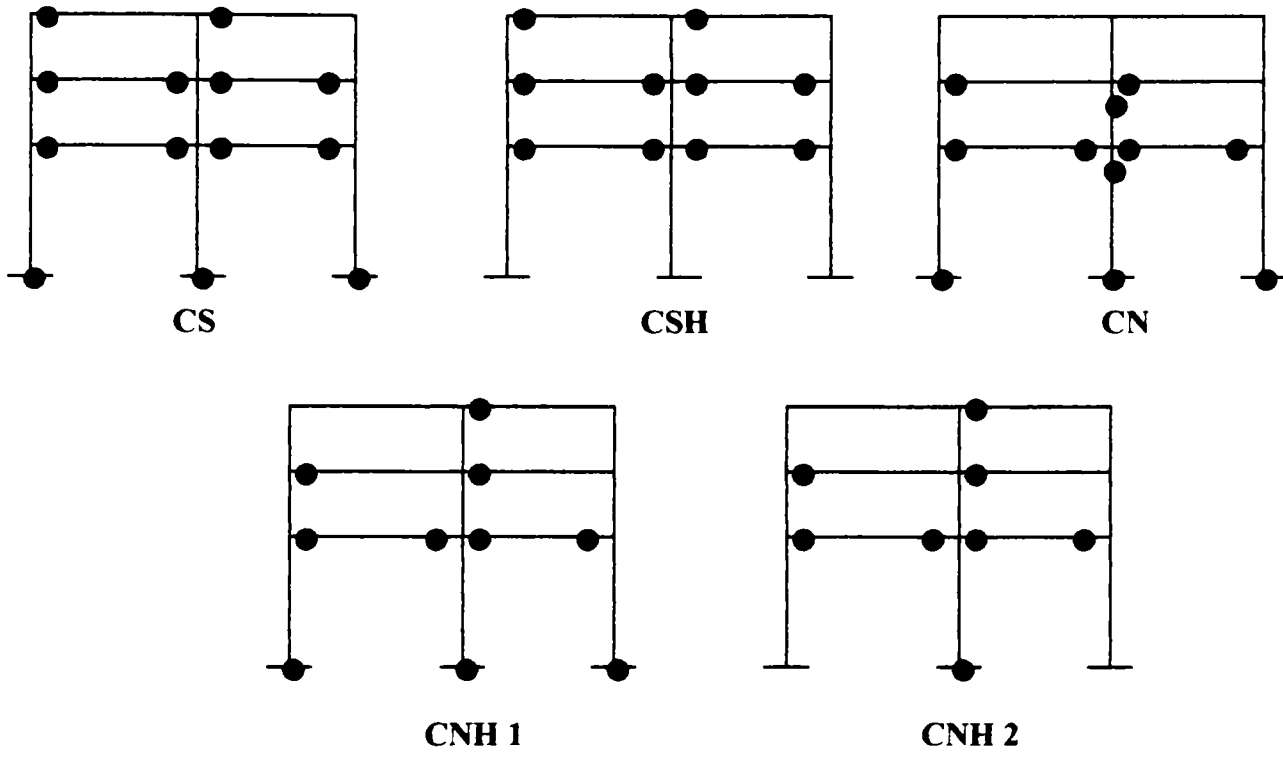


Fig. 6.17 Mecanismeale plastice ale cadrelor analizate
 Fig. 6.17 Plastic collapse mechanism of the analyzed frames

Accelerograma normalizata Northridge, 1994, $a = 0.35g$



Accelerograma normalizata Banat Long, 1991, $a=0.35g$

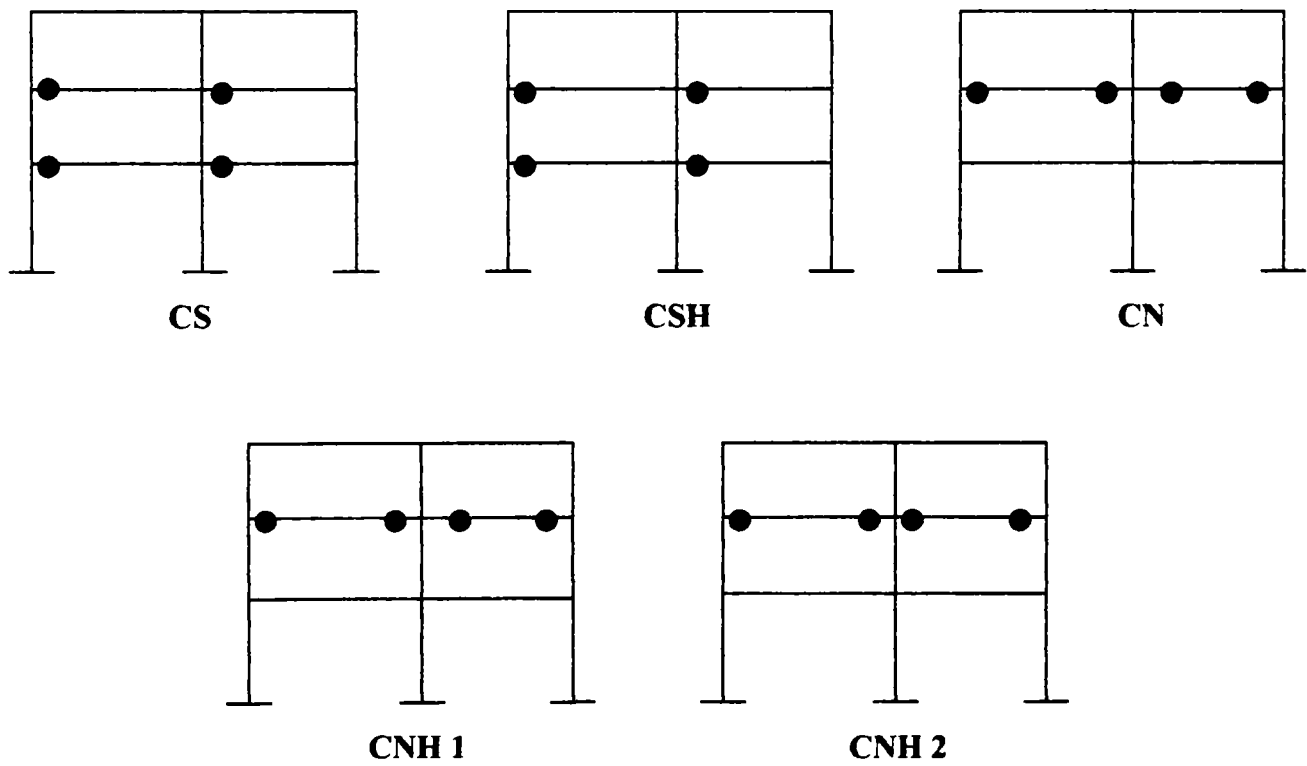


Fig. 6.17 Mecanismeale plastice ale cadrelor analizate
 Fig. 6.17 Plastic collapse mechanism of the analyzed frames

Accelerograma normalizata Vrancea N-S, INCERC, a=0.35g

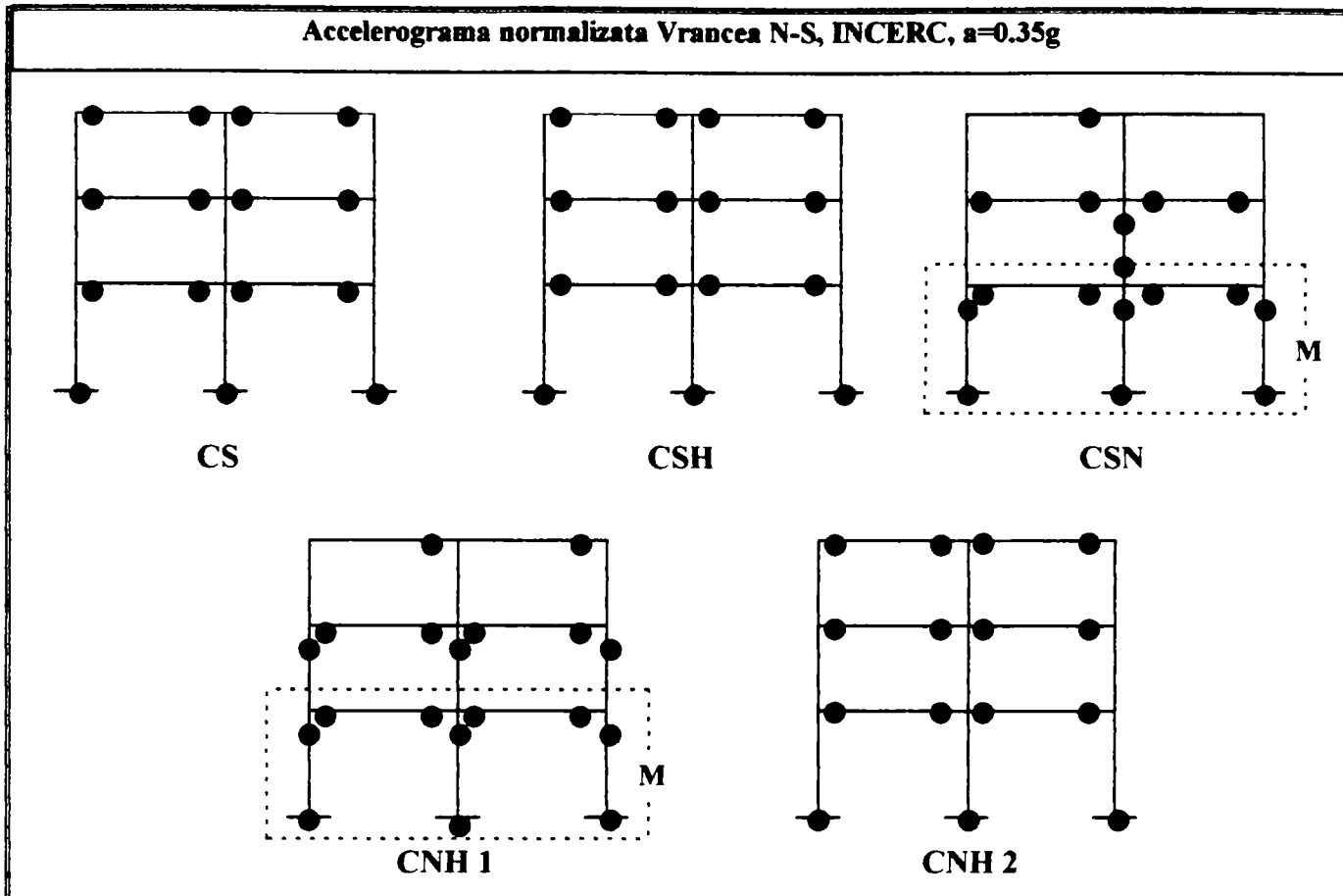


Fig. 6.17 continuare
Fig. 6.17 continued

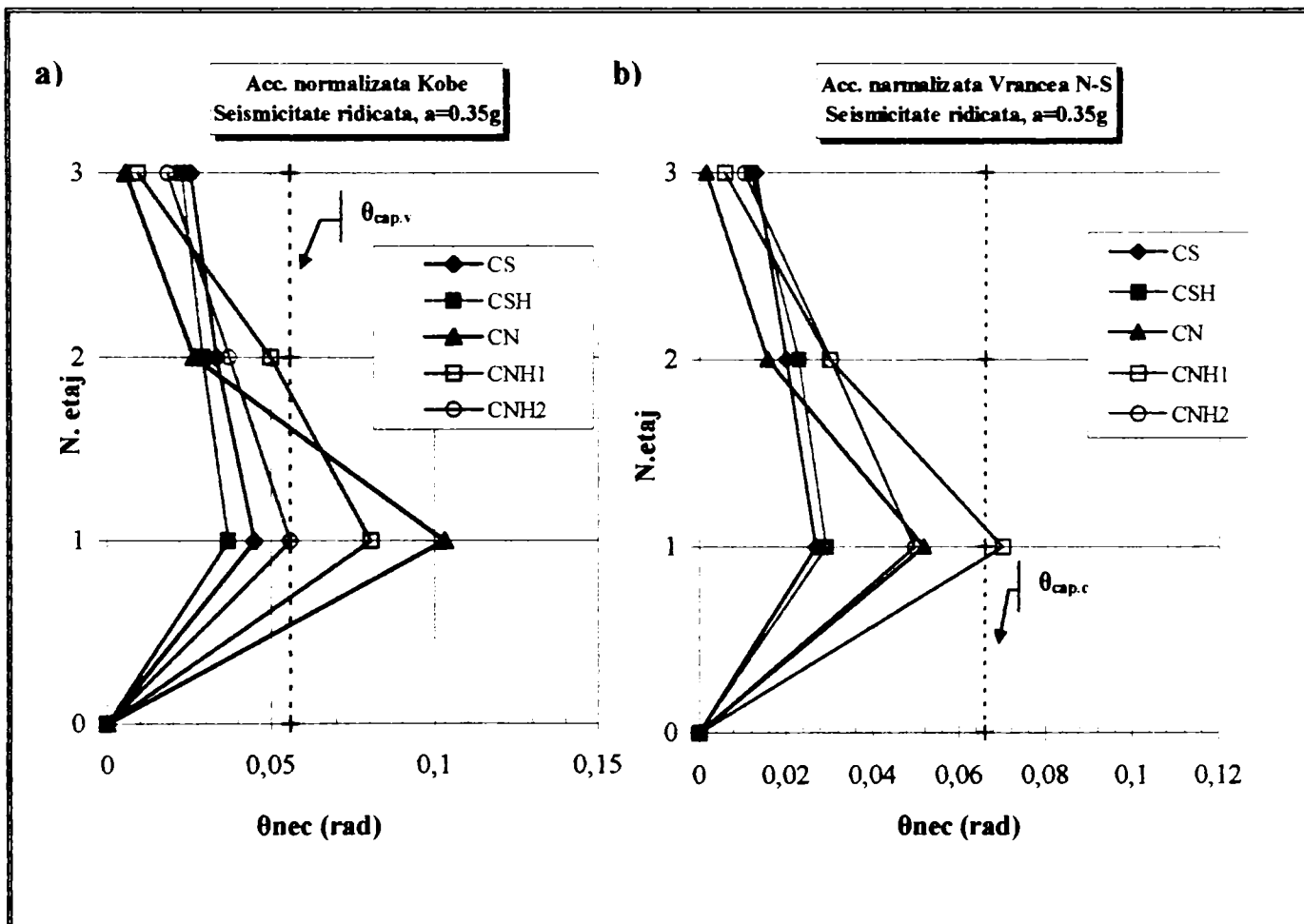


Fig. 6.18 Distributia cerintelor de ductilitate in grinzile cadrelor
Fig. 6.18 Distribution of the ductility demands at the beams

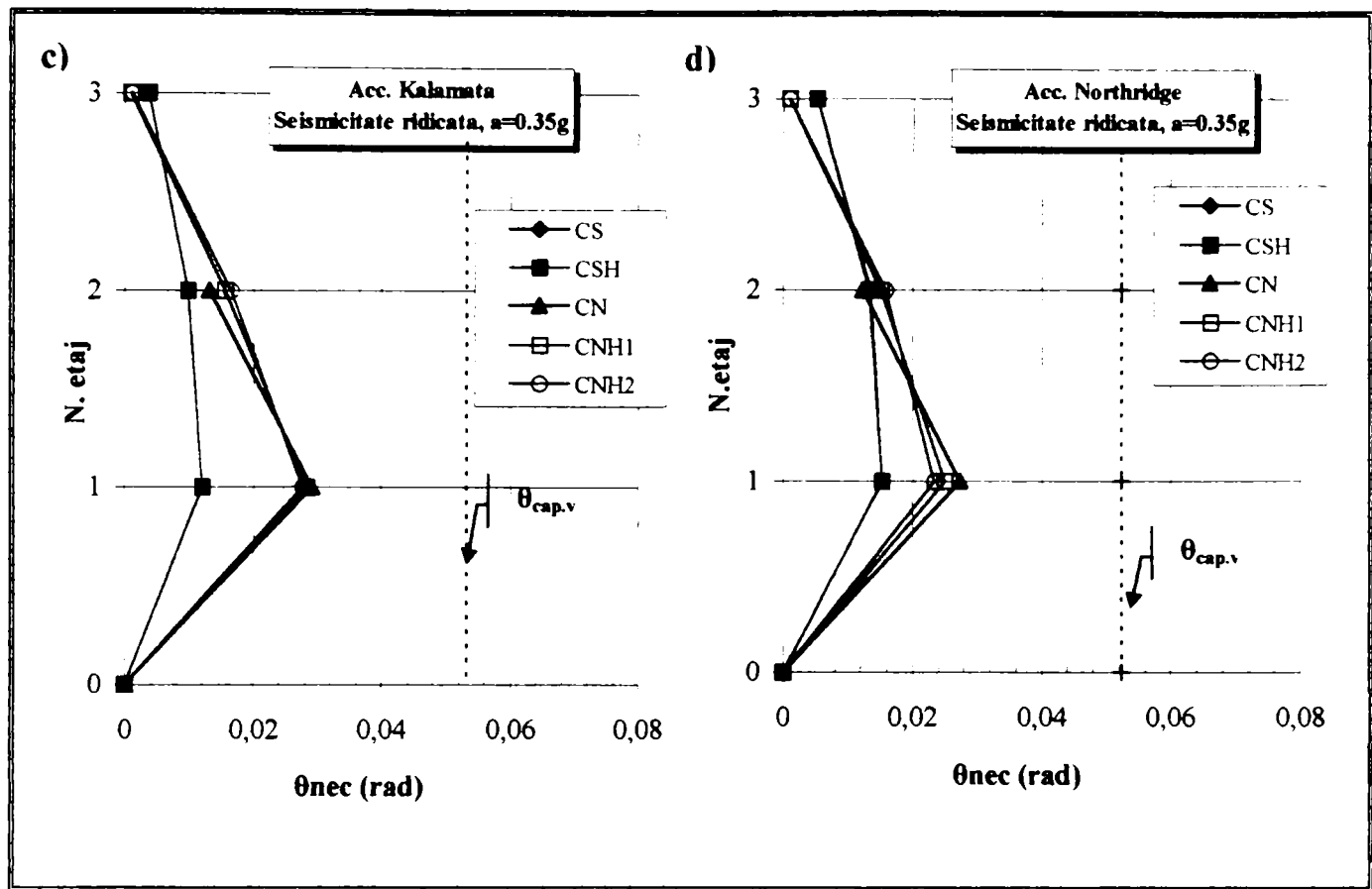


Fig. 6.18 continuare
Fig. 6.18 continued

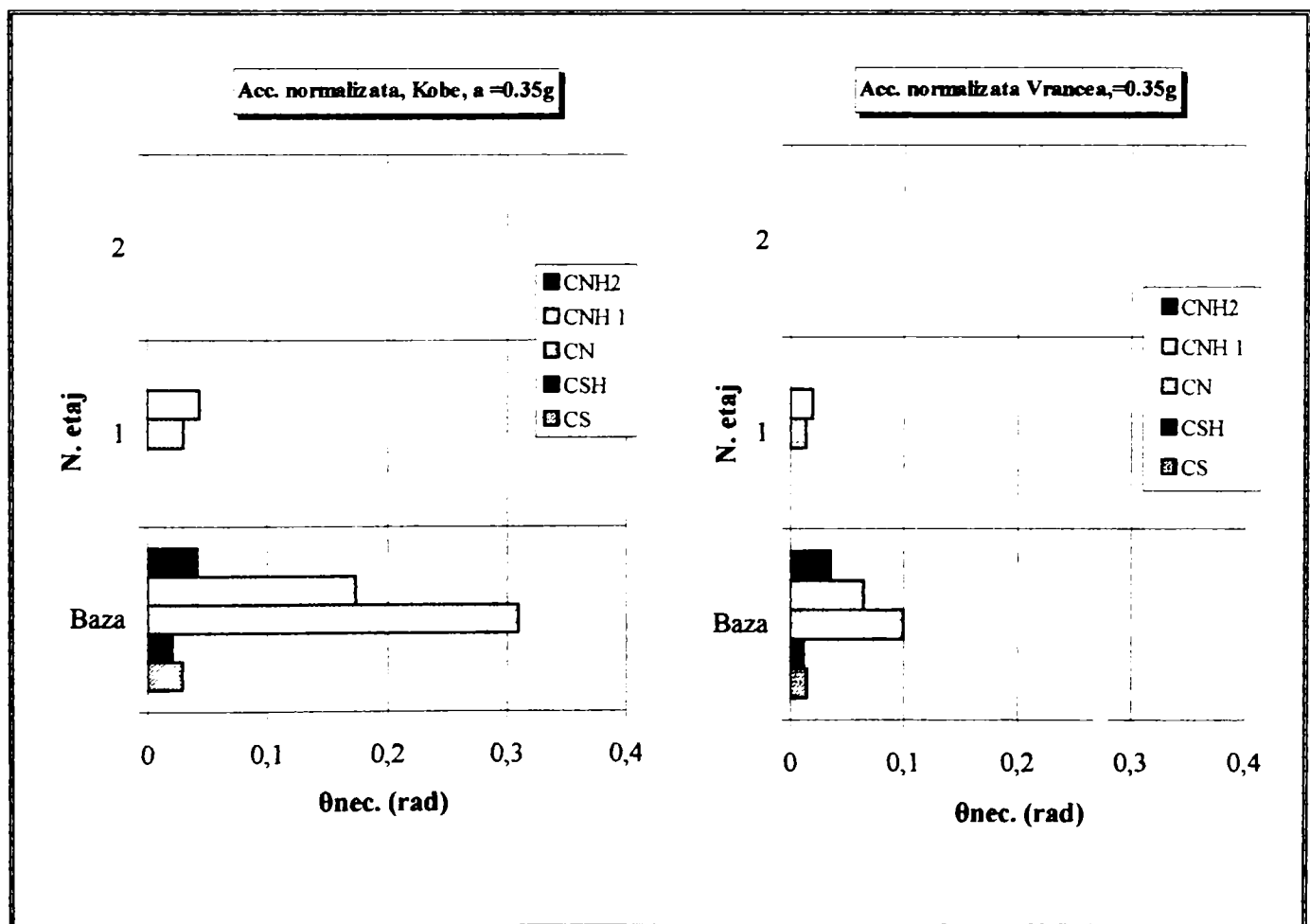


Fig. 6.19 Distributia cerintelor de ductilitate in stalpii cadrelor
Fig. 6.19 Distribution of the ductility demands at the columns

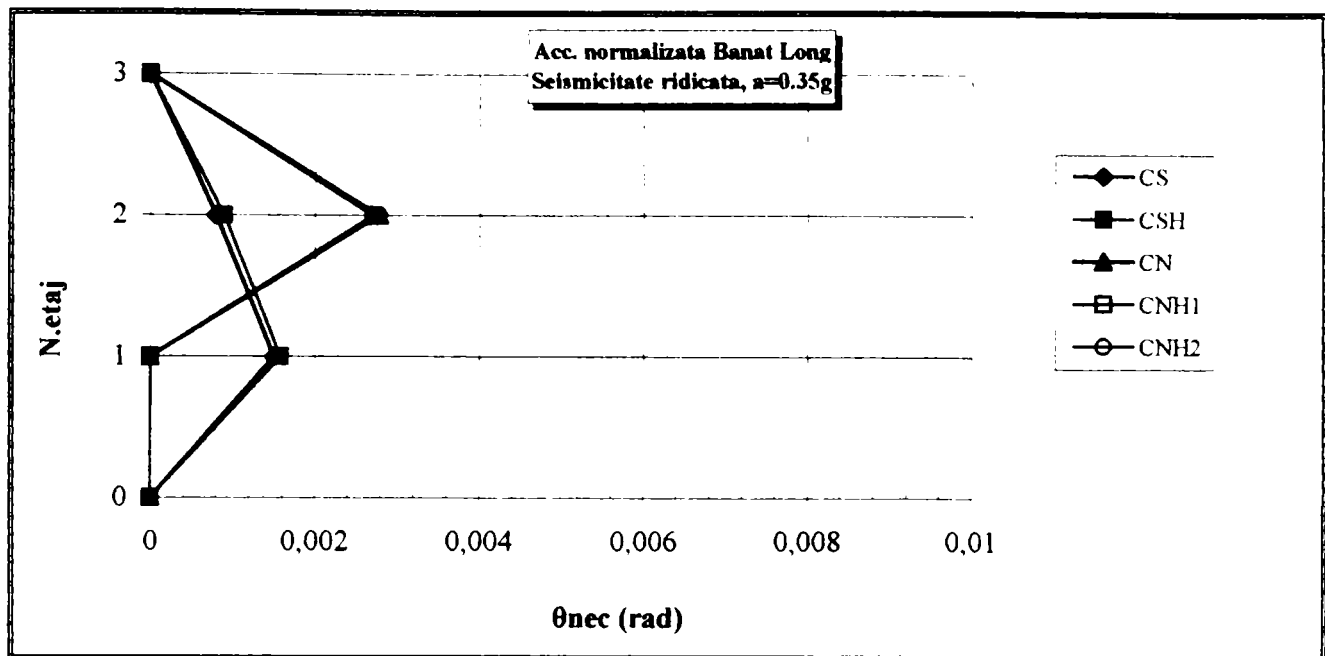


Fig. 6.20 Distributia cerintelor de ductilitate in grinzile cadrelor
 Fig 6.20 Distribution of the ductility demands at the beams

- Cu ajutorul hibridizarii, tinand constante sectiunile transversale ale stalpilor, se reduc cerintele de deplasare obtinandu-se uniformizarea atat a deplasarilor relative cat si a deplasarilor absolute, Fig. 6.21. In acelasi timp se elimina influenta perioadei de vibratie care poate dezvolta stari de rezonanta cu perioada miscarii actiunii seismice. In consecinta, pentru cazul cadrelor hibride, CH, factorul de comportare q, care nu tine cont de influenta perioadei structurii, ar putea fi folosit mai cu seama.
- Cadrele speciale si cadrele hibride in general minimizeaza avariile produse atat la grinzi cat si la stalpi datorita distributiei avariilor la toate elementele, Fig. 6.22. Cadrele speciale hibridizate, CSH, sunt indicate in special pentru zonele active cu seisme epicentrale, atat pentru minimizarea riscului de colaps cat si pentru minimizarea avariilor (din analize dinamice cu accelerograma Kobe care s-au efectuat s-a constatat formarea mecanismului de etaj la aproximativ 0.55g pentru cadrul special, iar pentru cadre speciale hibride la aproximativ 1.0g; evident in aceste conditii ductilitatea locala a riglelor este epuizata dar se evita colapsul structurii).

Folosirea cadrelor hibride realizeaza asigurarea unei rigiditati sporite fata de cadre normale si obtinerea unui mecanism favorabil de disipare sub actiuni de intensitate mare. Prin hibridizare se modifica comportarea inelastica defavorabila a cadrelor normale, chiar si a celor cu o conformare stalp-grinda necorespunzatoare, iar cadrele speciale obtin performante ridicate. Astfel, cadrele hibride ar putea fi denumite **cadre de modificare**, intre cadre speciale si cele normale, cu ajutorul carora, la alegerea proiectantului, poate fi sporita performanta sistemului structural. Acest concept de conformare ar putea fi folosit in spiritul proiectarii pe mai multe nivele in care un cadru normal, usor, se poate transforma intr-un cadru special la cerintele beneficiarului. In acest context se considera necesara efectuarea unor studii de cost intre cadrele speciale, CS, cadrele speciale hibridizate, CSH, cadrele normale, CN si cadrele normale hibridizate, CNH pentru diferite hazarduri seismice incarcate cu accelerograme specifice unei regiuni si cu spectre elastice. De asemenea se propune introducerea in EC-8 si in codurile de interes national, P100-92, N.E.A.K., al conceptului de conformare hibrida intr-un cadru in care se vor defini conditiile de asigurare a interactiunii ductilitatilor locale-globale.

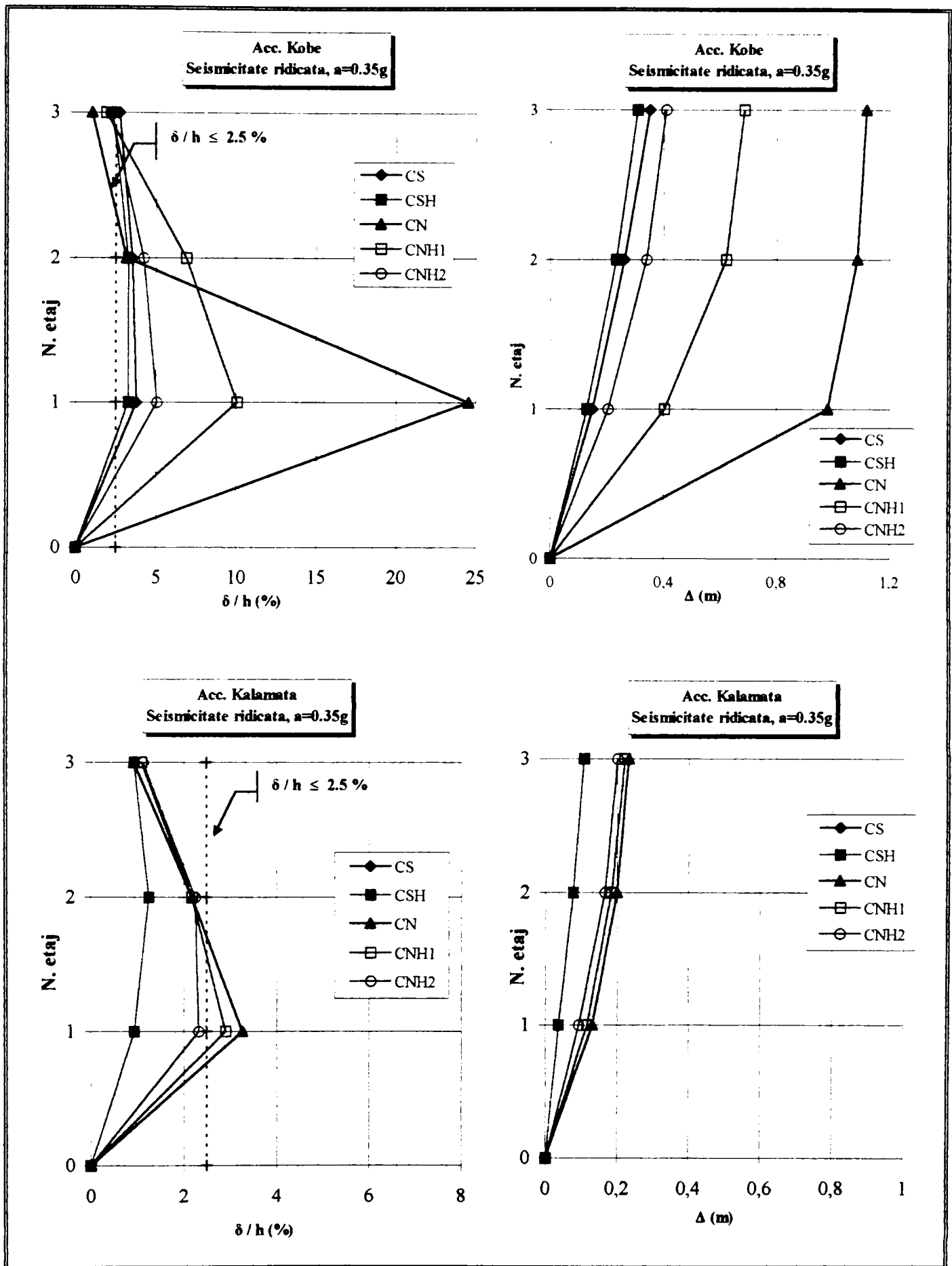


Fig. 6.21 Deplasari inelastice absolute si relative
 Fig 6.21 Inter- storey drift and inelastic top sway displacements

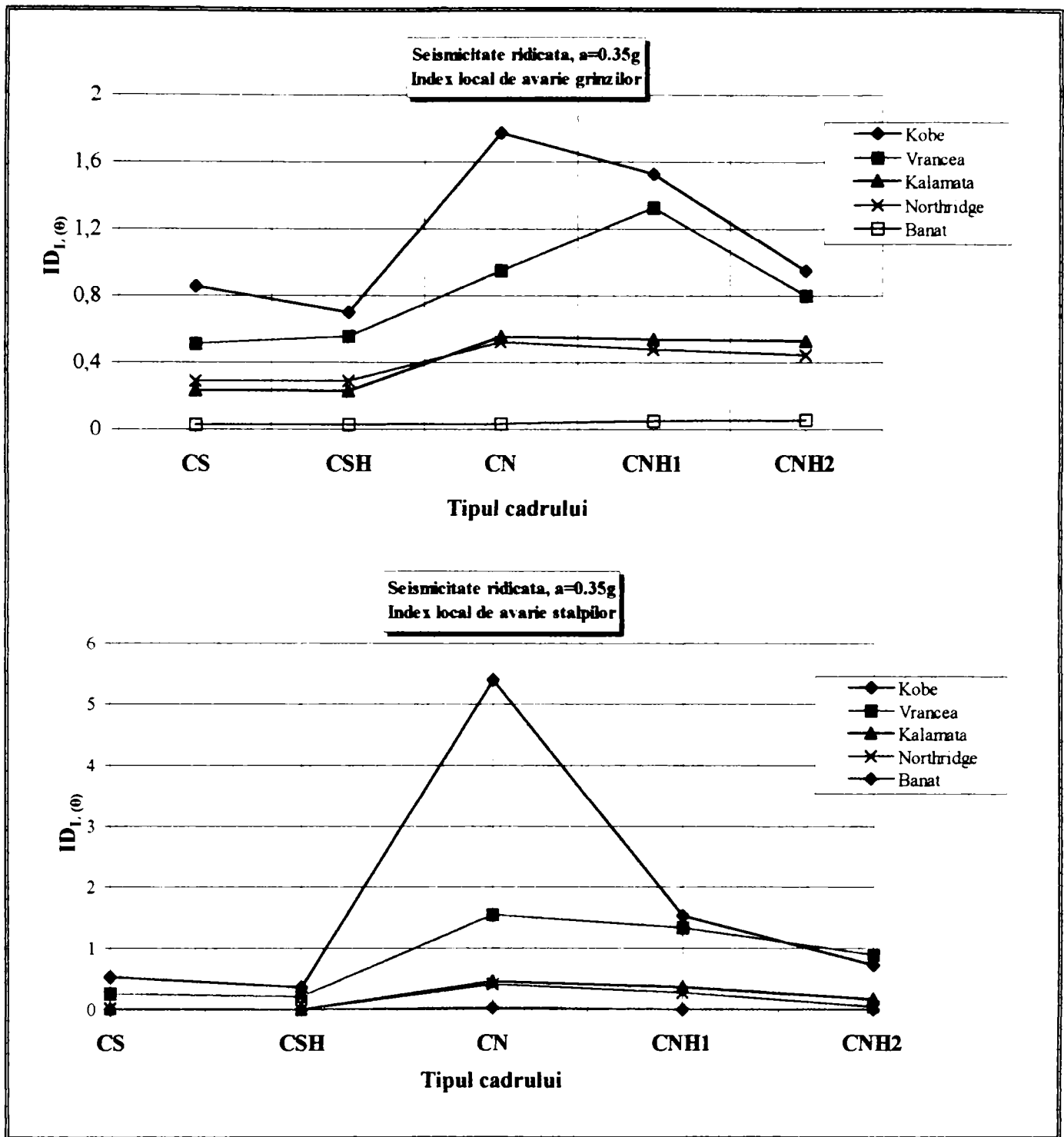


Fig. 6.22 Index local de avarie pentru grinzi
Fig 6.22 Local damage index for beams

6.5.3 Influenta detaliilor nodului asupra ductilitatii globale

In capitolul 5, paragraful 5.5, au fost expuse solutiile constructive noi pentru detalierea nodului, iar in paragraful 5.6 a fost studiata ductilitatea locala acestor solutii. In prezentul paragraf se va analiza ductilitatea globala a cadrelor necontravantuite la care s-au folosit fie conceptul solidarizarii nodului fie conceptul "dog-bone". In general in literatura de specialitate, exista studii pentru cadrele care se tine seama de efectul imbinarii (rigide, semi-rigide, articulate)¹³³, de detalierea zonei nodale (influenta sudurilor imbinarilor, efectul planseului)^{152,153}. Totusi studiile pentru cadre cu rigle solidarizate sau cadre avand aplicat conceptul "dog-bone"^{154,155} lipsesc.

Pentru efectuarea studiului comparativ se considera 5 cadre:

- cadrul normal, CN, studiat in paragraful 6.5.1. 6.5.2 cu geometria si conformarea data in figura 6.16;
- cadrul normal hibridizat, CNH2, studiat in paragraful 6.5.2 transformat in cadru special. Conformarea si geometria sunt date in figura 6.14;
- cadru "dog-bone", CDB, pentru care talpile riglelor sunt reduse variabil in zone critice conform conceptului "dog-bone". Datele constuctive si conformarea cadrului sunt date in figura 6.23;
- cadrul rigidizat, CR1, care consta intr-un cadru normal pentru care zonele nodale sunt solidarizate cu rigidizari verticale conform figurii 6.23;
- cadrul rigidizat, CR2, care consta intr-un cadru special pentru care zonele nodale sunt solidarizate cu rigidizari verticale conform figurii 6.23;

In tabelul 6.9 sunt prezentate caracteristicile locale, globale ale cadrelor CDB, CR1, CR2.

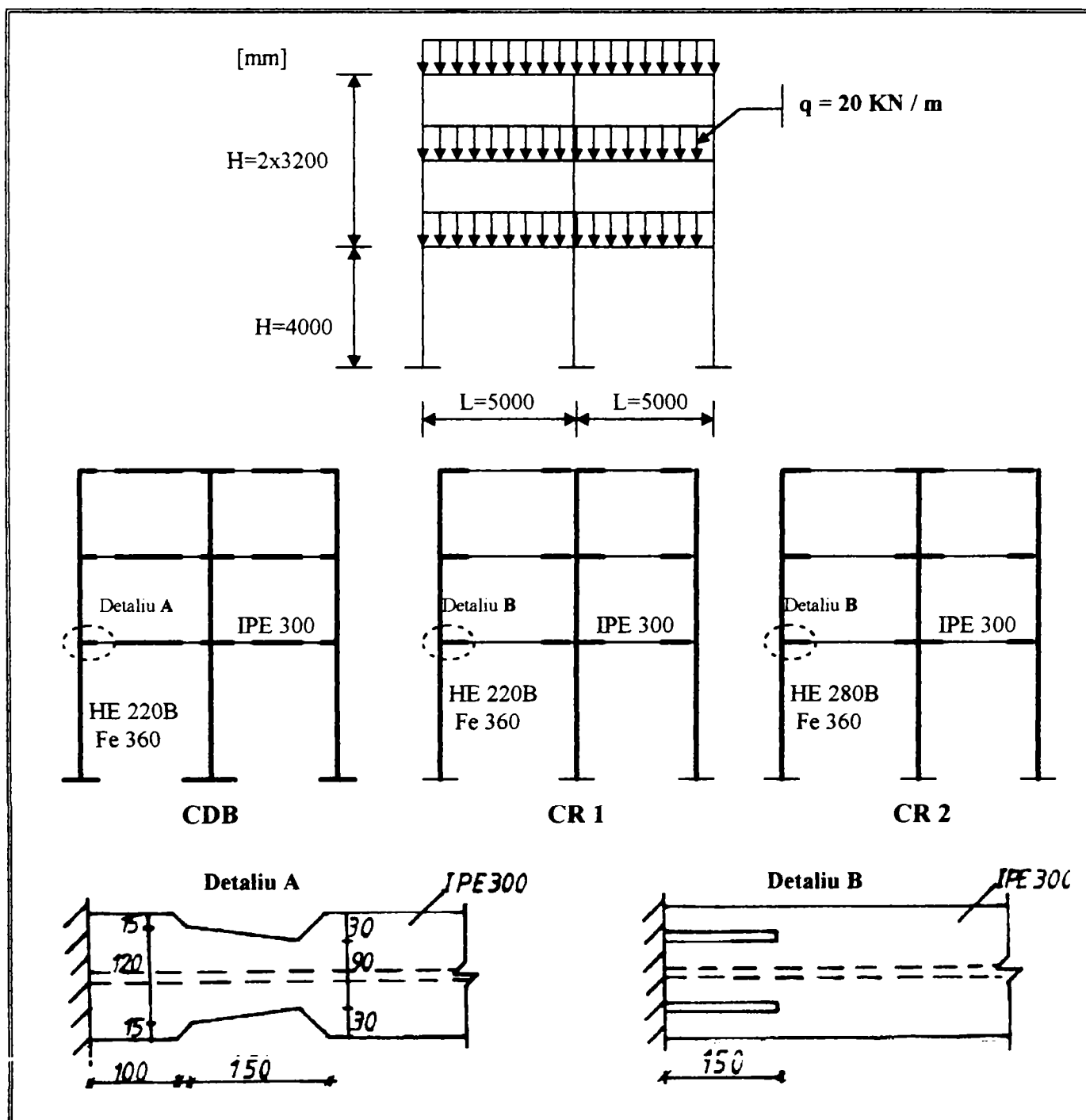


Fig. 6.23 Geometria si conformarea cadrelor analizate
 Fig. 6.23 Geometry and conformation of the analyzed frames

Tab. 6.9 Caracteristicile cadrului CDB.

Tab. 6.9 Characteristics of the CDB frame.

Tip Cadru	Element	Material	$M_{Rd,c} / M_{Rd,c}$	Dimensiunile zonei reduse			T		
				b_1 / b	b_2 / b	L_1 / L	T_1	T_2	T_2
CDB	HE220B	Fe 360	1.31	0.80	0.60	0.05	1.226	0.392	0.193
	IPE 300								

Tab. 6.9 Caracteristicile cadrelor CR1, CR2.

Tab. 6.9 Characteristics of the CR1, CR2 frames.

Tip Cadru	Element	Material	$M_{Rd,c} / M_{Rd,c}$	Dimensiuni zonei solidarizate		T		
				L_r / L	L_p / L	T_1	T_2	T_3
CR1	HE220B	Fe 360	1.44	0.030	0.050	0.668	0.212	0.113
	IPE 300							
CR 2	HE280B IPE 300		0.78			0.934	0.301	0.165

Pentru analizele dinamice neliniare cu programul Drain 2D s-a folosit elementul de baza "beam-column element", iar modelarea grinzilor s-a realizat luand in considerare zonele rigide, pentru conceptul solidarizarii, si zonele slabite, pentru conceptul "dog-bone", introducandu-se in zone critice niste reazeme fictive conform figurii 6.24. Prin dimensionarea detaliilor ambelor solutiilor se presupune ca articulatiile plastice se formeaza la aproximativ 250 mm departe de la fata stalpului. Cadrele au fost incarcate cu accelerogramele Kobe, 1995, Banat Long, 1991, Vrancea N-S, 1977, normalizate la 0.35g, considerandu-se cazul unei seismicitatii ridicate. Detalierea locala a solutiilor considerate, fig. 6.23, a fost concepute conform celor expuse in paragraful 5.6.2 (i), 5.6.3 (i), iar capacitatile de rotire au fost determinate cu ajutorul programului DUCTROT. Pentru a tine cont de conditiile reale au fost aplicate coeficientii de influenta a ductilitatii locale, pentru conditiile de proiectare cele mai severe, Tab. 6.10.

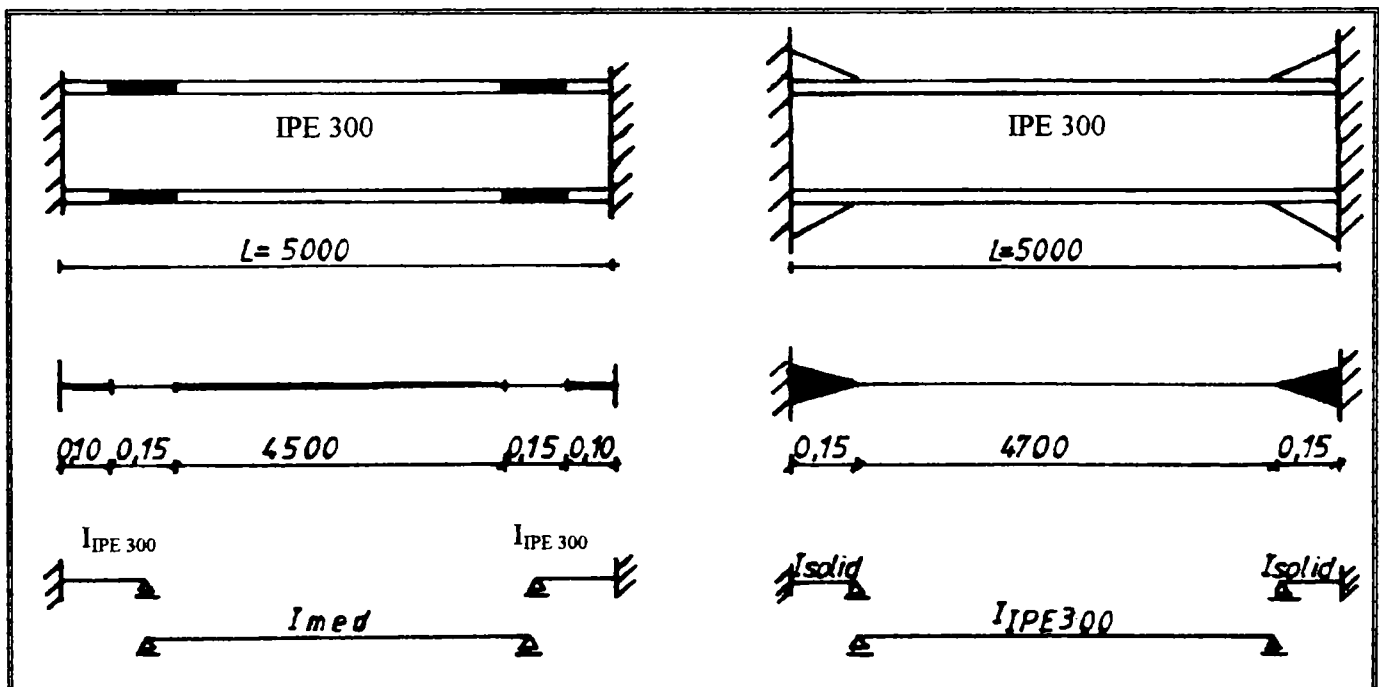


Fig. 6.24 Modelarea grinzilor pentru efectuarea sudului dinamic neliniar

Fig. 6.24 Modeling of the beam-column element

Tab. 6.10 Ductilitatea local a capabila elementelor considerate

Tab. 6.10 Local available ductility of the considered elements

Element	M_p / qL^2	$\theta_{cap,m}$	γ_M	c_r	r_c	r_w	$\theta_{cap,v}$	r_c	r_w	$\theta_{cap,c}$
IPE 300 element cu talpile reduce variabil	0.30	0.123	1.50	1.59	0.80	0.70	0.073	0.866	0.75	0.085
IPE 300 element solidarizat	0.30	0.103	1.50	1.59	0.80	0.60	0.052	0.866	0.70	0.066

Din toate diagramele, fig. 6.25, se poate observa ca solutiile CDB, CR1 si CR2 produc o uniformizare a cerintelor de ductilitate in grinzi, fara variatii bruste, protejand stalpii impotriva formarii articulatiilor plastice. Inevitabil in toate situatiile se formeaza articulatii plastice la baza stalpilor. Ambele solutii transforma un cadru normal, CN, intr-un cadru care formeaza un mecanism global, astfel devenindu-se cadre speciale, Fig.6.26.

Pe de alta parte, in comparatie cu cadrele CN si CNH2, cadrele CDB,CR1,2 muta locul formarii articulatiilor plastice departe de zona de imbinare, intr-o zona predeterminata in prealabil, in acest fel reducandu-se solicitarile elementelor de imbinare. Totusi, comparand cadrele CDB si CR1 se constata ca poate ambele formeaza mecanism global, insa CR1 nu respecta conditiile ductilitatii locale in situatiile unor seisme severe, Fig. 6.25a. Este foarte important de mentionat rolul conceptului SP-GS in cazul dimensionarii cadrelor cu rigle rigidizate la nod. Deoarece rigidizarile aplicate pe riglele cadrului sporesc capacitatea plastica a grinzilor, devine necesara folosirea unor stalpi mai puternici pentru realizarea proiectarii capacitatii de rezistenta (CR2). Deci, cadrul CR1 prin solidarizarea grinzilor se transforma la un cadru care se comporta conform conceptului stalpi slabi-grinda puternica, SS-GP. Din figura 6.27 se poate observa ca acesasta comportare conduce la cresterea rotirii maxime de la baza stalpului. Insa indepartarea articulatiilor de la fata stalpului la o zona mai slaba asigura formarea mecanismului global. In anumite situatii particulare acest mecansim poate fi periclitat. De asemenea cadrul CR2 se transforma din punct de vedere al raportului plastic de rezistenta de la un cadru special (cand nu dispune rigidizarile $M_{Rd,c} / M_{Rd,c} = 2.17$) la un cadru normal ($M_{Rd,c} / M_{Rd,c} = 1.44$), dar aplicarea rigidizarilor conduce la o comportare inelastica performanta, Fig. 6.25a,b, 6.27. In consecinta trebuie acordata o atentie speciala in cazul folosirii rigidizarilor pentru a modifica raspunsul structurii. De altfel conceptul solidarizarii nodului prezinta dezavantajul fata de conceptul "dog-bone", ca in anumite situatii, functie de alegerea dimensiunilor solidarizarii L_r , conduce la cresterea sectiunii transversale ale stalpilor.

Luand in considerare influenta caracteristicilor miscarii seismice asupra comportarii structurii se constata ca:

-In cazul seismelor de adincime (Vrancea) cerintele de ductilitate sunt medii. Cadrul CN nu asigura respectarea conditiilor ductilitatii locale-globale, iar CNH2 elimina aparitia mecanismului de etaj, Fig. 6.26. Cadrele CR2, CR1, CDB prezinta solutiile optime atat din punct de vedere local cat si din punct de vedere global, Fig. 6.25, 6.26. Analizand perioada proprie de vibratie a cadrelor se observa faptul ca cresterea perioadei conduce la marirea cerintelor de rotire, $\theta_{max,dec}$, precum si la distributia neuniforma ale acestora. In cazul cadrului CDB cu o perioada $T=1.22$ s se constata eliminarea acestor influente, Fig. 6.28b;

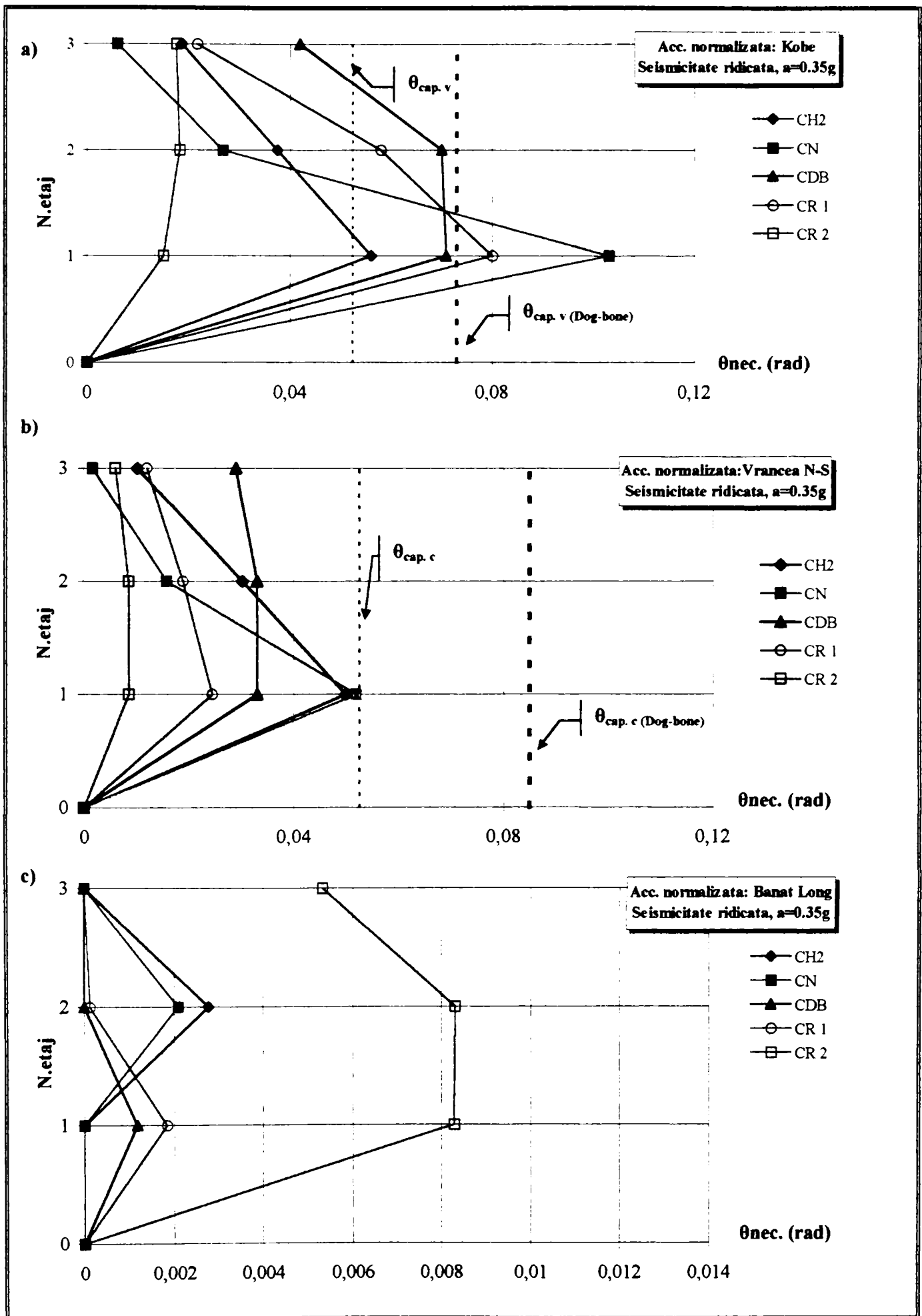
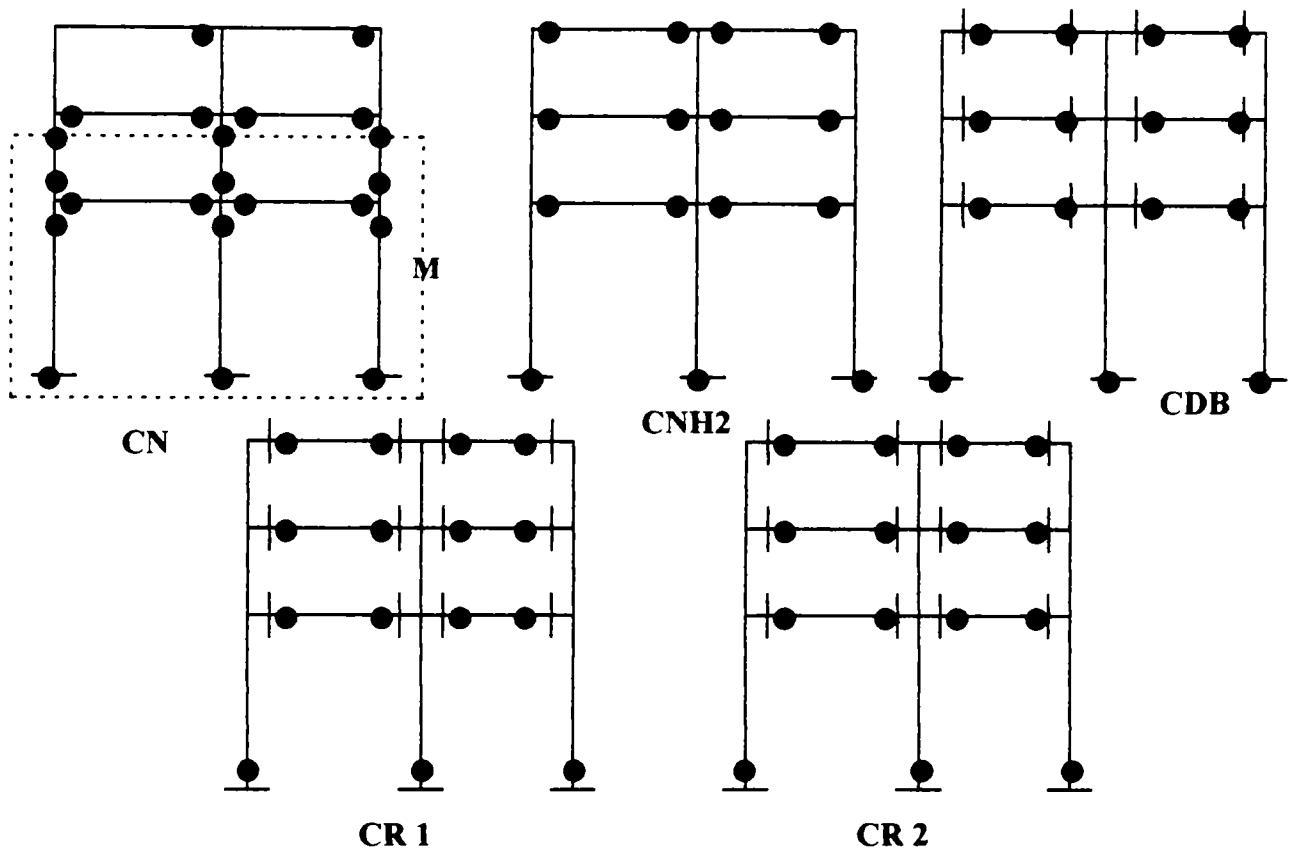


Fig. 6.25 Distributia cerintelor de ductilitate in grinzi
Fig. 6.25 Distribution of the ductility demands at the beams

Accelerogram Kobe normalizat la 0.35g



Accelerograma Vrancea normalizata la 0.35g

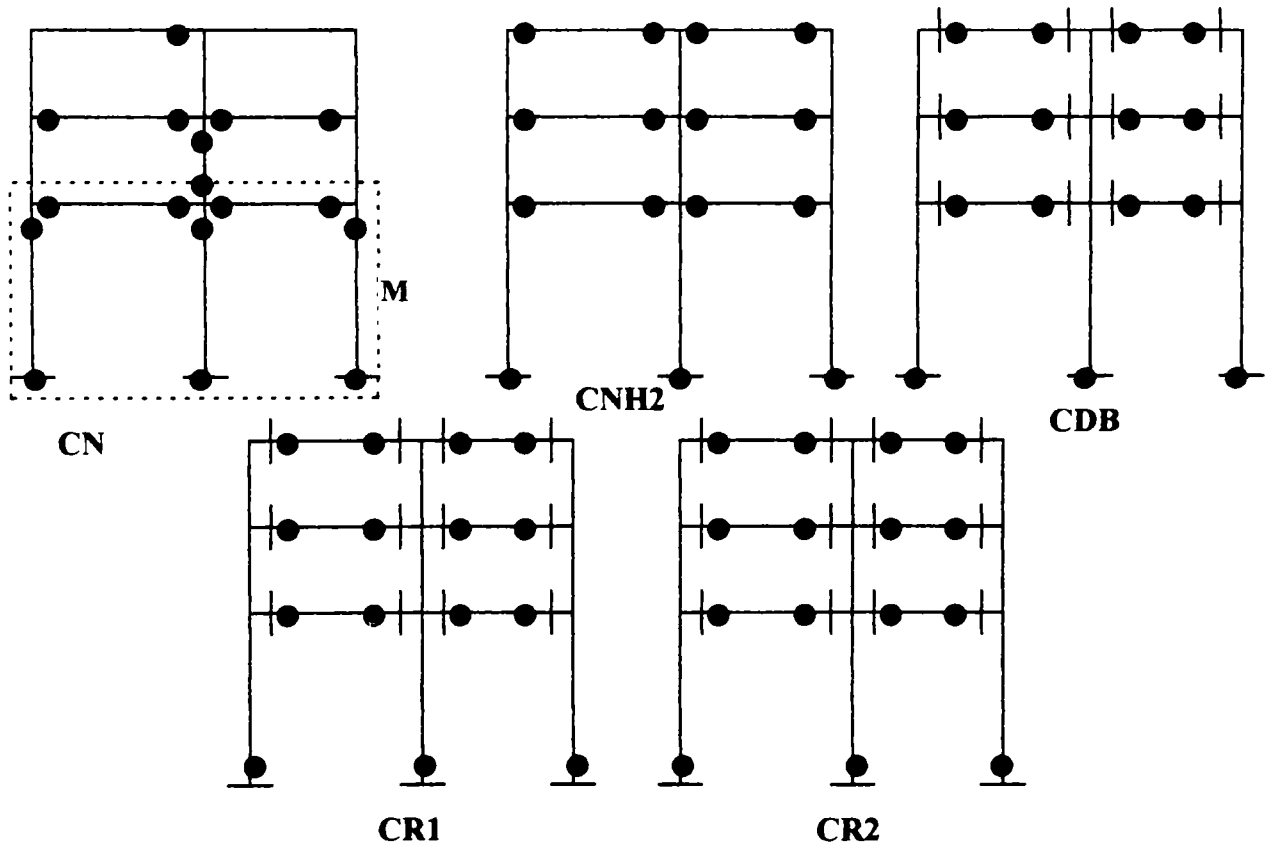


Fig. 6.26 Mecanisme plastice cadrelor analizate
 Fig. 6.26 Plastic mechanisms of the analyzed frames

Accelerograma Banat Long normalizata la $a=0.35g$

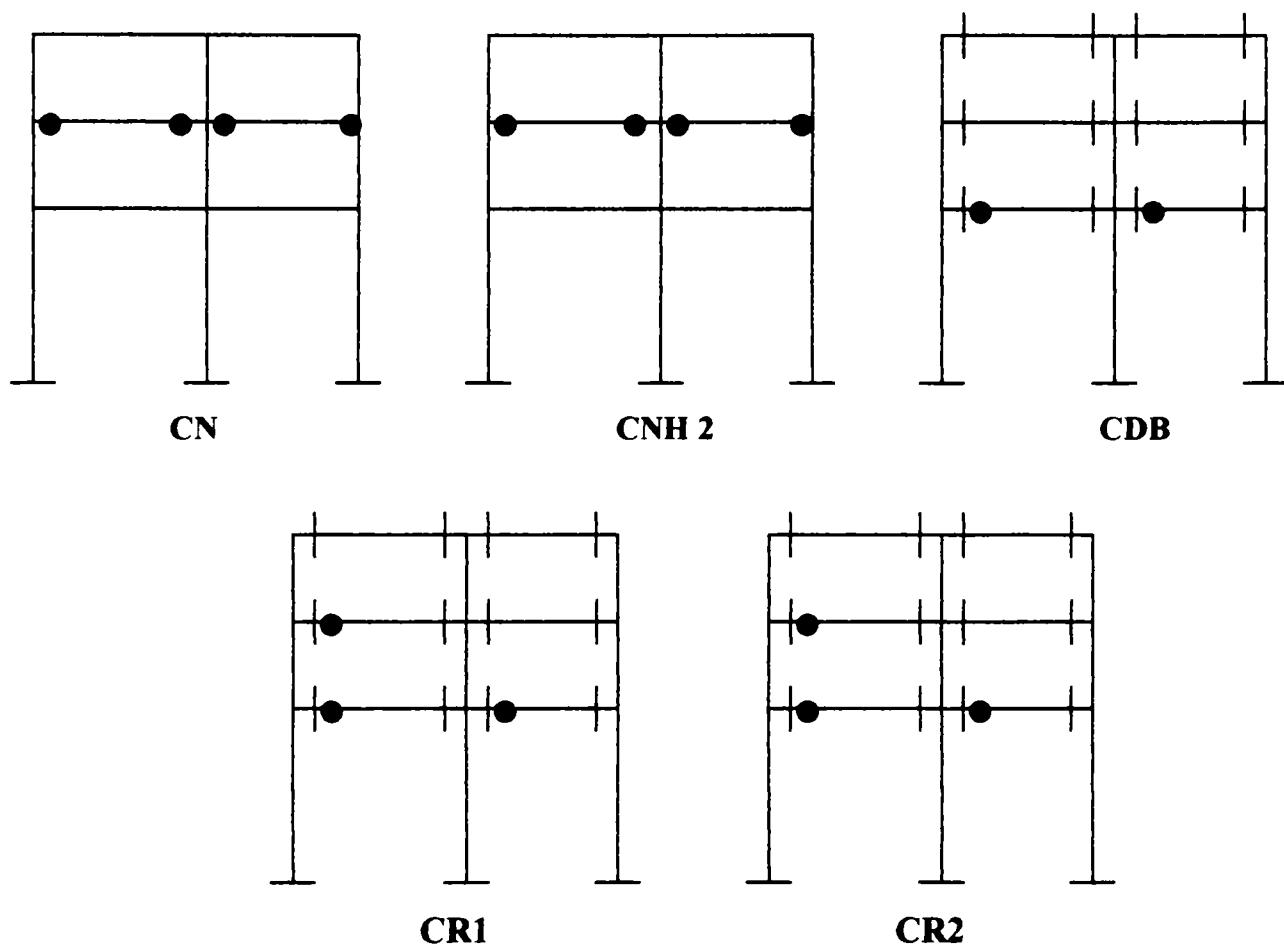


Fig. 6.26 continuare
Fig. 6.26 continued

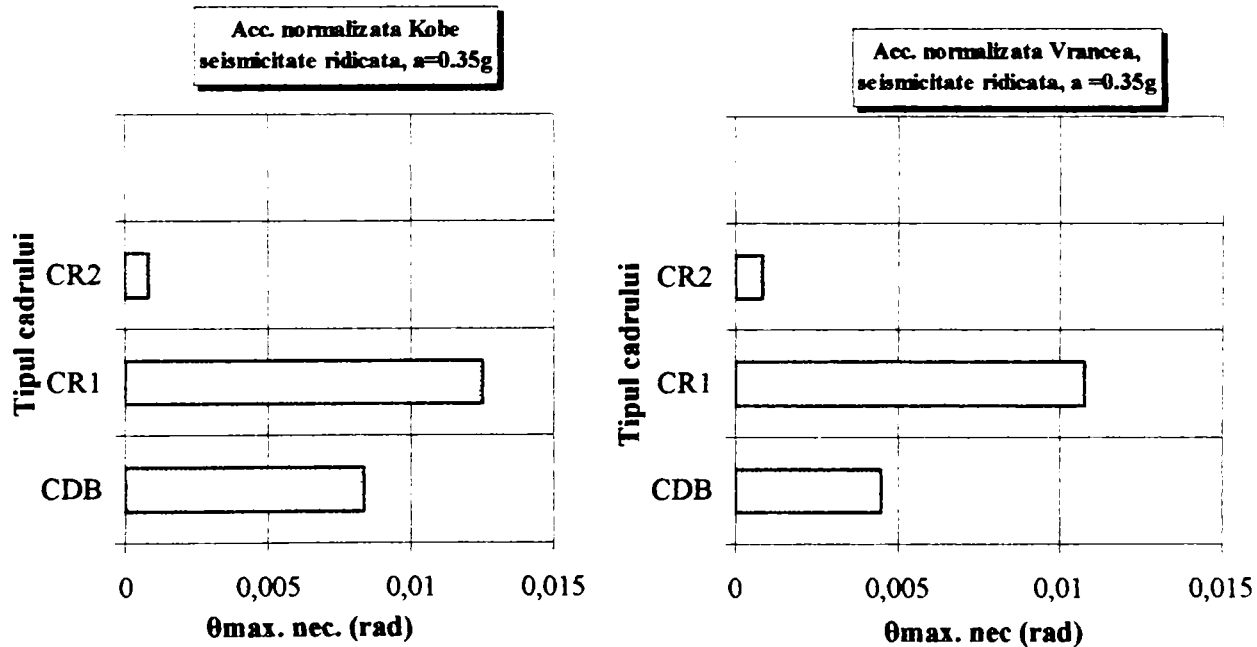


Fig. 6.27 Cerinte de ductilitate la baza stalpului
Fig. 6.27 Ductility demands at the base columns

-in cazul seismelor epicentrale cu mai multe impulsuri (Kobe) cerintele de ductilitate sunt mari, totusi cadrele CR2 si CDB asigura conditiile ductilitatii locale- globale. CR2 este un cadru special ce conduce la formarea unui mecanism global, iar aplicarea solidarizarii grinzilor indeparteaza articulatiile plastice, reducandu-se cerintele de rotire. Astfel comportarea corespunzatoare se datoreaza atat solidarizarii zonei nodale cat si a stalpilor. In schimb, CR1 formeaza un mecanism global dar datorita concentrarii articulatiilor plastice in grinzi acestea nu dispun capacitatea de rotire suficienta, Fig. 6.25a, 6.26. In cazul CDB reducerea talpilor in zonele critice creste ductilitatea locala a grinzilor, iar concomitent cu indepartarea articulatiilor plastice dezvolta o comportare adecvata la asemenea cerinte de ductilitate. De remarcat faptul ca CDB este un cadru normal, HE 220B-IPE 300, care devine cadru special.

Comparand CNH si CDB se observa ca avantajul care confera cadrul CDB este respectarea conditiilor ductilitatii locale provenite din aplicarea conceptului ‘dog-bone’, Fig. 6.25a,b.

Analizand cadrele din punct de vedere al efectului perioadei de vibratie se constata si in acest caz deconectarea influentei perioadei in cazul cadrului CDB, Fig. 6.28a.

-In cazul seismelor de suprafata locale cu un singur impuls (Banat) cerintele de ductilitate sunt reduse deoarece alti parametri (de ex. viteza) afecteaza comportarea inelastica a cadrelor necontravantuite. La asemenea tipuri de evenimente seismice, in cazul cadrelor conventionale si hibride, cerintele de ductilitate apar la etajele superioare. Prin aplicarea conceptului ‘dog-bone’, cadrul CDB, sau a solidarizarii nodului rotirile maxime se obtin la etajele inferioare, cum se intimpla in majoritatea evenimentelor seismice, Fig. 6.25c. In acest fel se elimina asemenea probleme de o comportare nepravazuta, deoarece majoritatea normativelor antisismice prevad relaxarea criteriilor proiectarii capacitatii de rezistenta in ultimele etaje.. Spre deosebire de celelalte seisme unde cadrul CR2 a constituit solutia cea mai eficienta, in cazul accelerogramei Banat acesta produce dezvoltarea rotirilor maxime in comparatie cu celelalte cadre analizate. Din alte studii efectuate¹⁵⁴ rezulta ineficienta solutiei cadrului care are aplicat conceptul ‘dog-bone’, dar cu alta conformare a cadrului CDB (HE 240B-IPE 300). Prin urmare in cazul seismelor de tip Banat modul de conformare si de detaliere a structurii influenteaza decisiv comportarea inelastica a acesteia. In acest context asemenea solutii ar trebui alese in urma analizarii lor cu accelerogramele inregistrate din regiunea respectiva precum si cu accelerograme artificiale care ‘inglobeaza’ particularitatile miscarii seismice. Considerand influenta perioadei fundamentale de vibratie se remrca ca si in cazul seismului Banat cadrul CDB nu este influentat de perioada, Fig. 6.28c . Astfel devine evident ca pentru cadrele CDB parametrul influentei perioadei nu este un factor hotaritor in domeniul inelasic.

Analizand modul de solicitare in zona nodala, in figura 6.29 se prezinta cerintele de moment functie de durata solicitarii (la primul etaj, in nodul cel mai solicitat). Se poate observa solicitarea redusa in cazul cadrului CDB fata de CR1, CR2, cea ce conduce la relaxarea solicitarii elementelor imbinarii. Efectul ‘dog-bone’ prin mutarea articulatiei plastice elimina cedările casante posibile, concentrand toata actiunea seismica in zona redusa predeterminata, Fig. 6.28. Totusi trebuie remarcat ca si in cazul hibridizarii cadrelor se creaza conditii favorabile de solicitare la interfata stalp-grinda, Fig. 6.29.

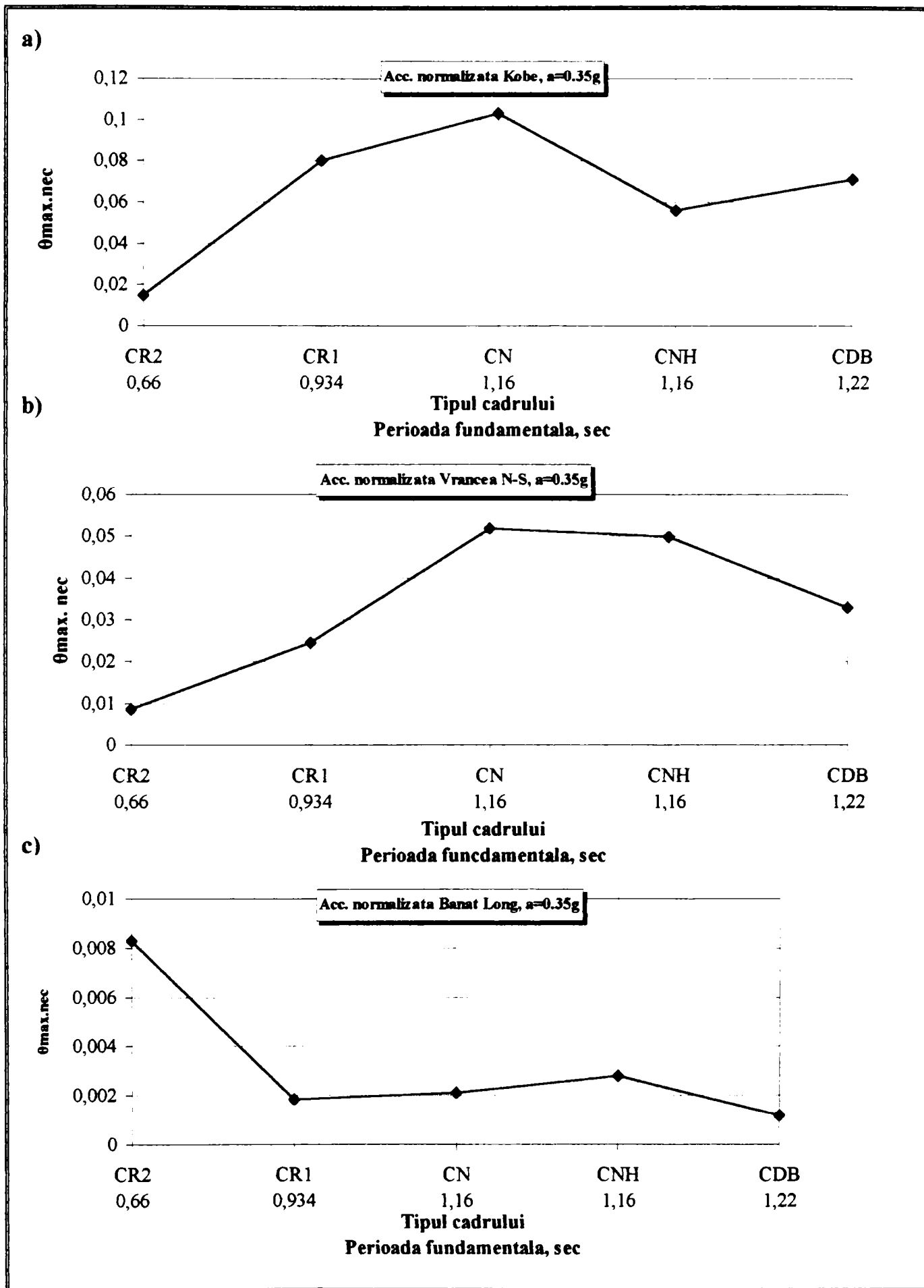


Fig. 6.28 Influenta perioadei asupra rotirii maxime necesare
Fig. 6.28 Influence of fundamental period on maximum rotation demands

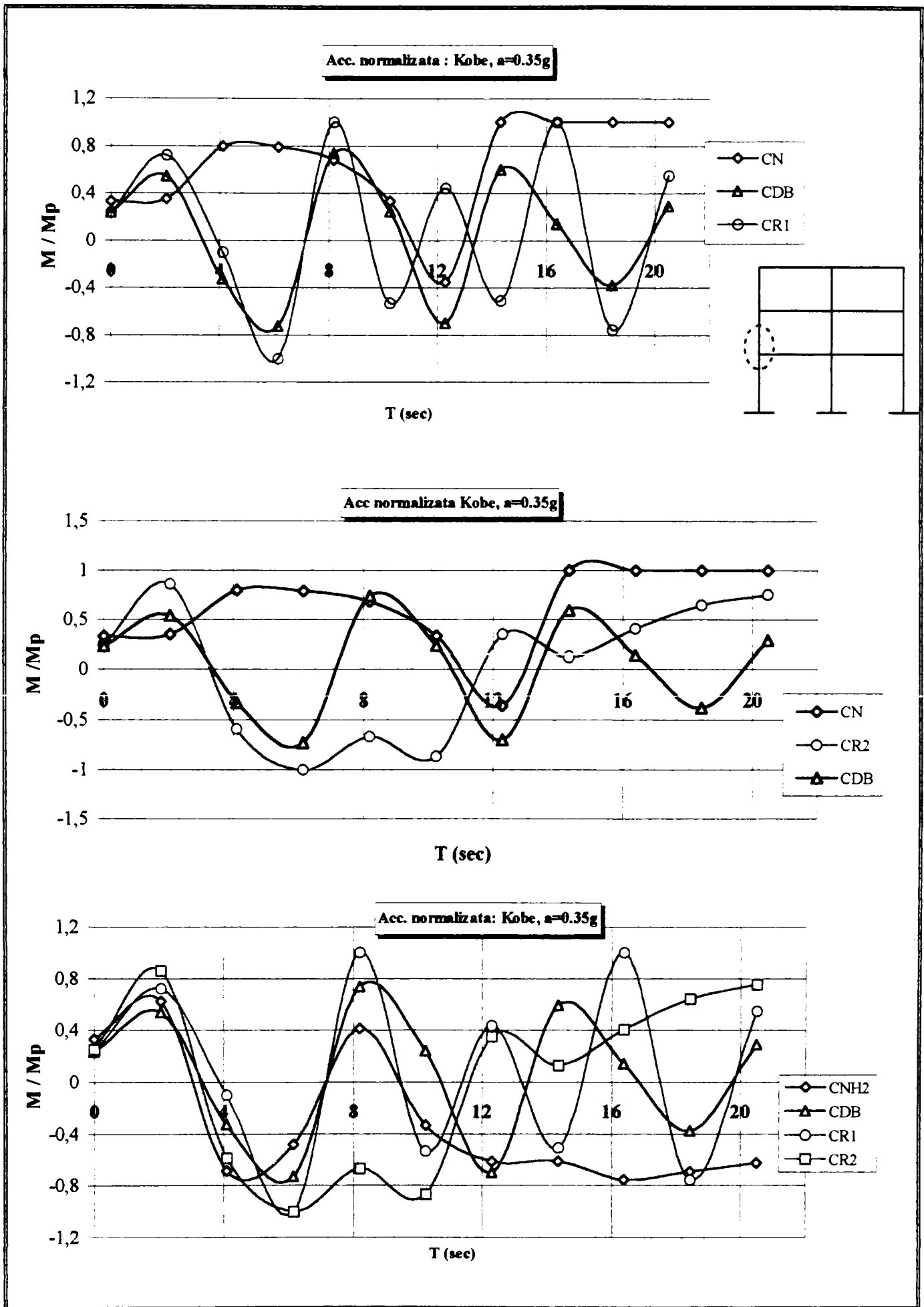


Fig. 6.29 Variatia cerintelor de moment
 Fig. 6.29 Variation of the moment demands

Pentru definirea performantelor cadrelor de diferite tipuri se determina indexul de performanta, ID_p , care arata rezerva structurala impotriva colapsului intre stadiul epuizarii capacitatii de rotire, λ_θ , din elementul cel mai solicitat si momentul aparitiei mecanismului de etaj (sau de nod, fiind o conditie mai severa), λ_m . Determinarea valorii λ_θ semnaleaza conditia limita de depasire a ductilitatii locale, iar valoarea λ_m semnaleaza conditia limita de cedare a structurii. Astfel ID_p se defineste:

$$ID_p = \frac{\lambda_\theta}{\lambda_m} \quad (6.4)$$

Explicitand relatia 6.4 se pot defini 3 conditii limita:

- $ID_p < 1$, $\lambda_m > \lambda_\theta$, starea limita de mecanism, λ_m , se produce dupa epuizarea capacitatii de rotire a elementului cel mai solicitat, λ_θ . Astfel, structura prezinta o performanta ridicata;
- $ID_p = 1$, $\lambda_m = \lambda_\theta$, starea limita de mecanism se produce in acelasi timp cu epuizarea rotirii capabile a elementului. Astfel, structura prezinta o performanta medie;
- $ID_p > 1$, $\lambda_m < \lambda_\theta$, starea limita de mecanism se produce inaintea epuizarii capacitatii de rotire a elementelor. Astfel, structura prezinta o performanta redusa.

Evident, indicele de performanta trebuie sa varieze intre 0... 1.0, valorile mai mari de 1.0 pot periclita stabilitatea structurii. Din figura 6.30 se demonstreaza ca prin aplicarea conceptului "dog-bone" si a conceptului de solidarizare a zonei nodale comportarea unui cadru normal neperformant se modifica devanand superioara atingandu-se, in anumite situatii, performanta cadrelor speciale. La fel se remarca pentru cazul cadrelor hibride, CNH, o performanta corespunzatoare la nivelul cadrelor CDB. In cazul cadrelor solidarizate pentru atingerea performantelor cadrului CDB este necesara cresterea sectiunii stalpilor, dezavantajul semnalat deja anterior.

In concluzie cadrele CDB si CR impreuna cu CH ar pute constitui categoria cadrelor denumite **cadre de modificare** care transforma comportarea cadrelor normale, CN, in cadre speciale, CS, iar in cazul cadrelor speciale, CS, aplicarea conceptelor folosite in cadrele de modificare conduce la obtinerea unor performante ridicate mai ales in zone active cu seismicitate ridicata.

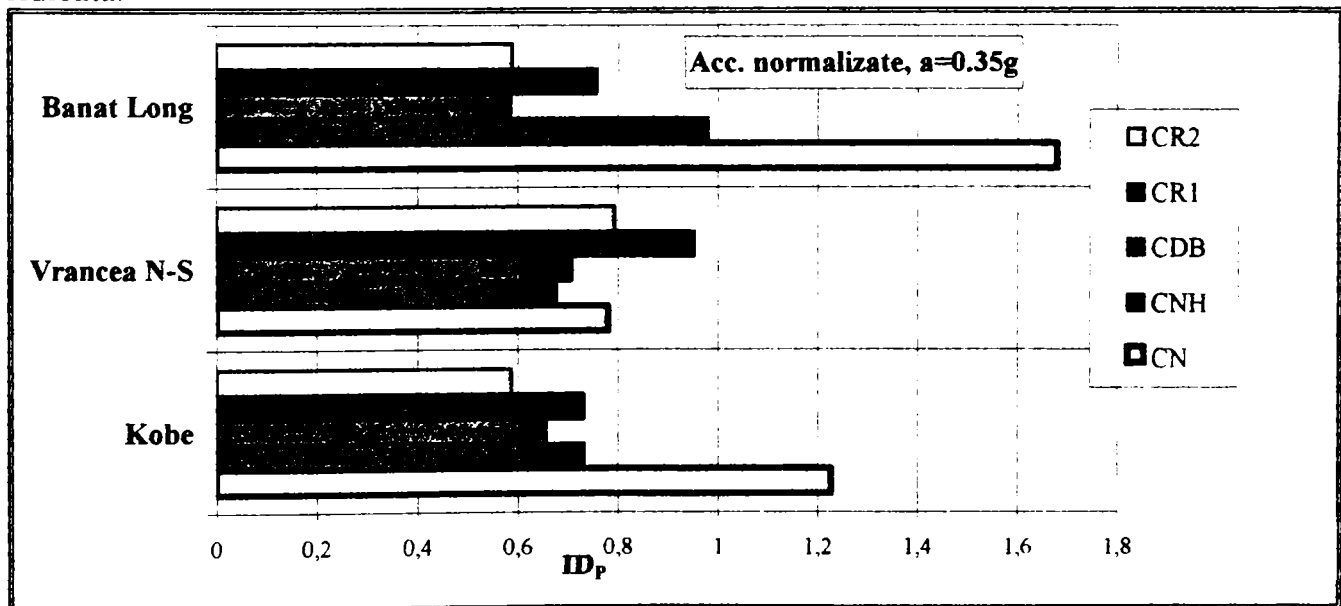


Fig. 6.30 Indice de performanta a comportarii postelastice a structurii
 Fig. 6.30 Inelastic performance index of the structure

6.5.4 Criterii economice de proiectare ductila

Se cunoaste ca in cadrul normativelor antiseismice (EC-8, P-100/92, N.E.A.K) modul de asigurare a ductilitatii se realizeaza prin conceptul proiectarii capacitatii de rezistenta cea ce necesita dezvoltarea unui mecanism global de cedare, respectand criteriul ierarhizarii $\Sigma M_c \geq 1.20 \Sigma M_p$, supradimensionarea zonelor de imbinare si rapoarte ridicate de suplete a sectiunilor elementelor, conducand la cresterea costului structurii.

Luand in considerare solutiile noi (hibridizare, conceptul dog-bone, conceptul solidarizarii) propuse pentru controlarea modului de cedare si a modului dirijat de formare a articulatiilor plastice, se considera important sa se studieze influenta acestor solutii asupra criteriului ierarhizarii formarii articulatiilor plastice, fiind criteriul hotaritor care conduce la cresterea costului structurii.

Astfel, in figurile 6.31, 6.32 se prezinta, din punct de vedere local, efectul conceptului dog-bone si a solidarizarii asupra criteriului ierarhizarii. Se observa ca solutia dogbone permite reducerea sectiunii stalpului (functie de reducerea grinzii in zona specifica), Fig. 6.31, spre deosebire de conceptul solidarizarii, care cresterea rigidizarilor conduce la marirea sectiunii stalpului, acesta fiind dezavantajul solutiei solidarizarii nodului Fig. 6.32.

Comparatia diferitelor tipuri de cadre, din punct de vedere al greutatii structurii, in vederea obtinerii unui mecanism global se prezinta in Fig. 6.33:

- cadrul hibrid, CNH2, dezvolta un mecanism global avand aceeasi greutate cu un cadru normal (vezi Fig. 6.25), iar fata de cadru special, CS, obtine un mecanism global avand o structura cu 32% mai usoara;
- cadrul "dog-bone", CDB, dezvolta un mecanism global avand o structura cu aproximativ 10% mai usoara fata de cadru normal, CN, iar in comparatie cu cadrul special, CS, formeaza un mecanism global avand o structura cu 38% mai usoara;
- cadrul rigidizat, CR2, dezvolta un mecanism global avand o structura cu 10% mai grea fata de cadrul normal, CN, iar in comparatie cu cadrul special formeaza un mecanism global avand o structura cu aproximativ 20% mai usoara.

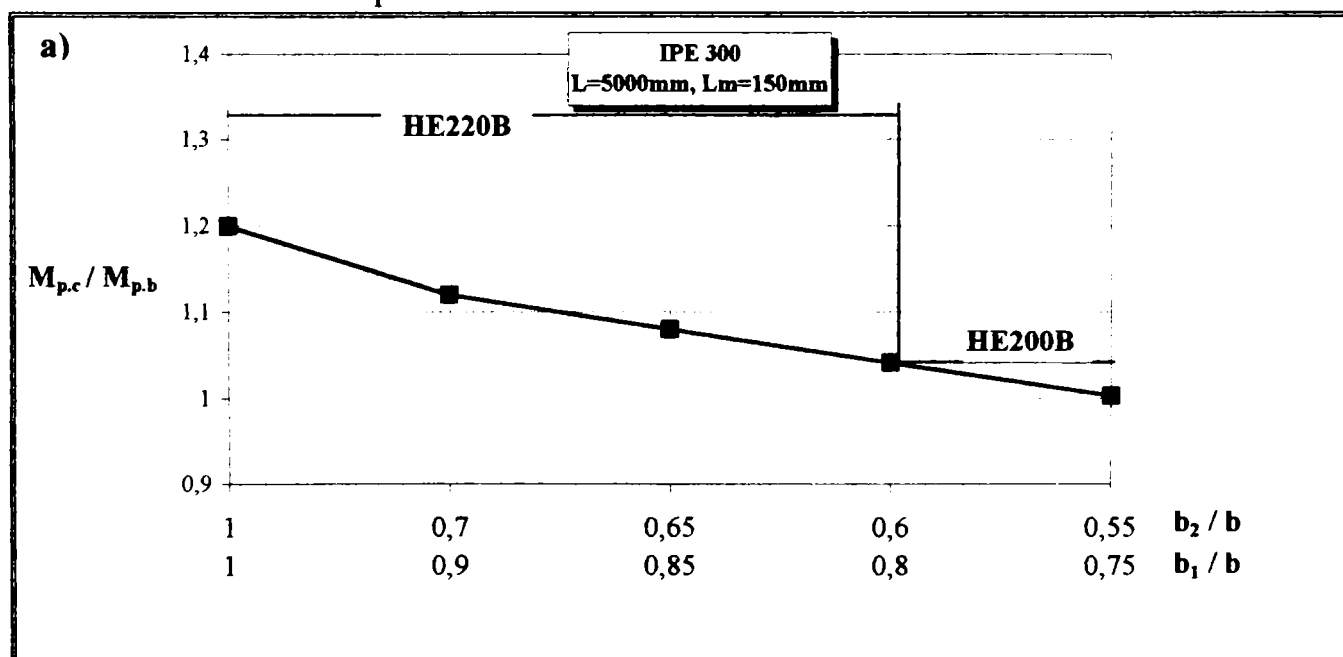


Fig. 6.31 Infuenta conceptului dogbone asupra criteriului ierarhizarii
Fig. 6.31 Influence of the 'dogbone' section on the member hierarchy criterion

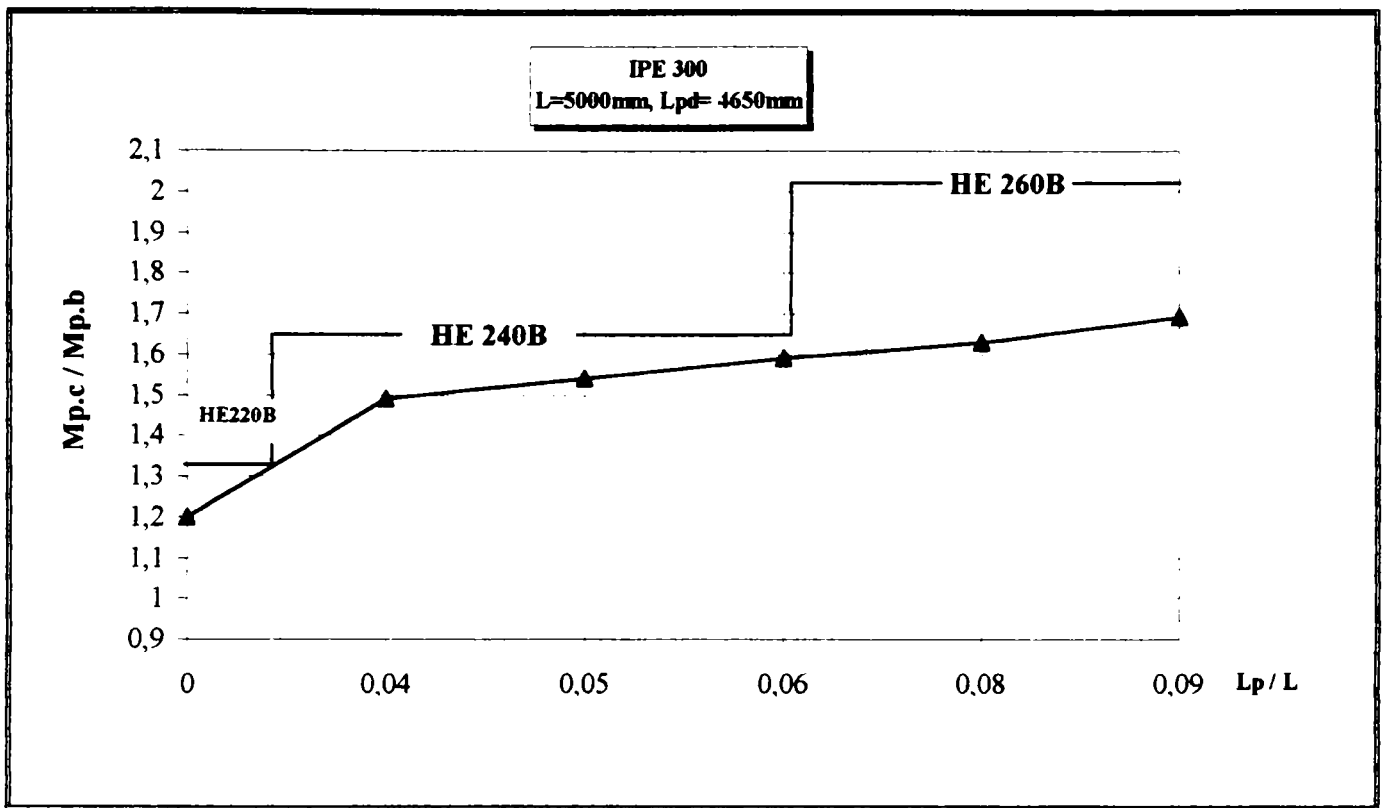


Fig. 6.32 Infuenta conceptului solidarizarii asupra criteriului ierarhizarii
Fig. 6.32 Influence of the strengthened section on the member hierarchy criterion

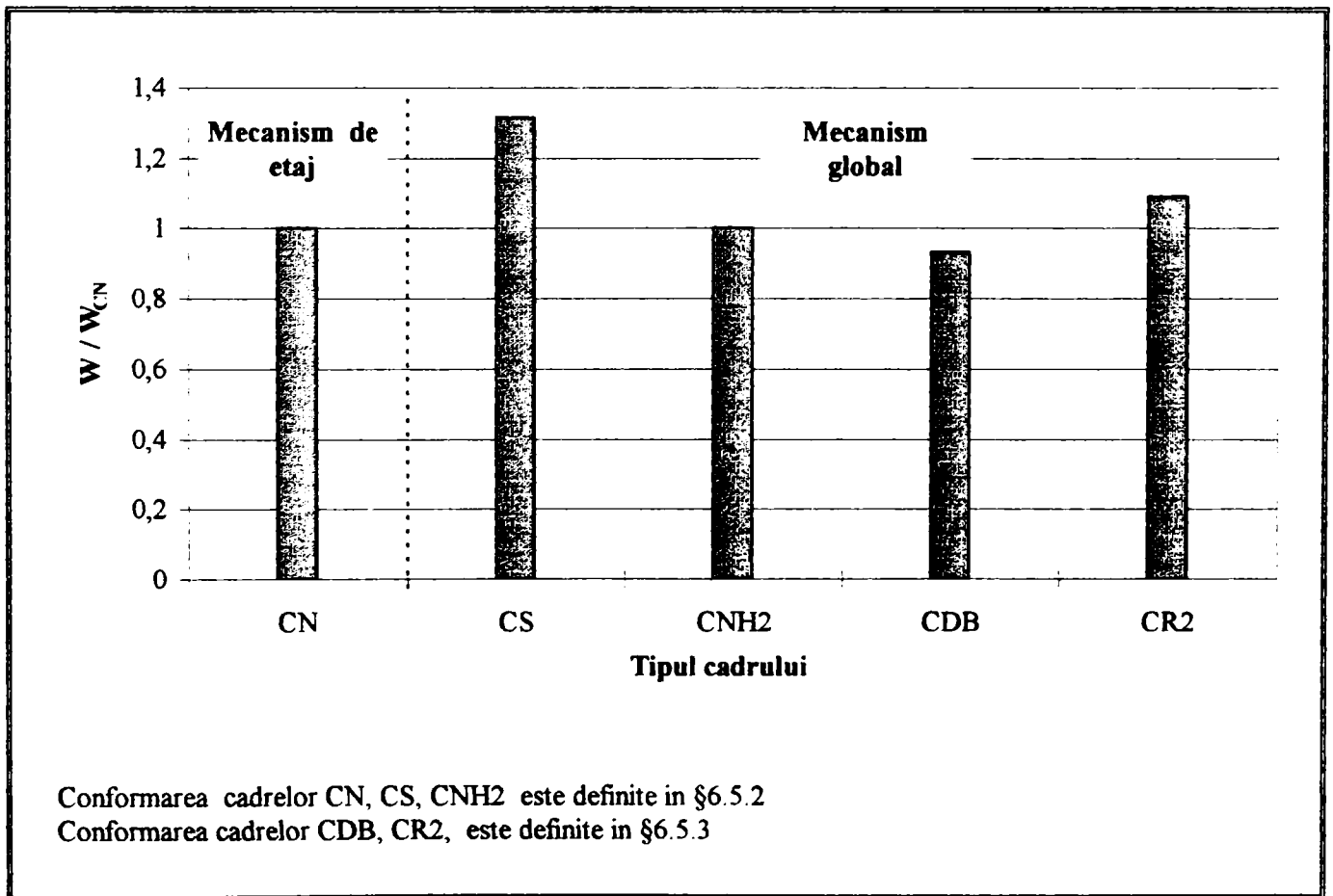


Fig. 6.33 Comparatia diferitelor tipuri de cadre in termeni de greutate
Fig. 6.33 Comparison of different frame typologies in terms of weight

Chap. 6 GLOBAL DUCTILITY OF STEEL MOMENT RESISTING FRAMES

Summary

This chapter deals with a study of global ductility of moment resisting frames (MRF), taking into account the interaction between local and global ductility (6.1), (6.2). The available plastic rotation capacity (local ductility) of elements was determined by using a proper methodology, which will be presented in chap.7, while the ductility demands, imposed by different accelerograms, were determined by using DRAIN-2D computer program. The inelastic behaviour of steel moment resisting frames was analyzed through parametrical studies, considering the influence of structural conformation as a function of seismic hazard and ground motions having different characteristics, as well as, the new conforming procedures to improve the ductility of MR frames.

Concerning the influence of structural detailing six frame typologies were considered, Fig. 6.4. The parametrical characteristics of the analyzed frames are given in Table 6.2. The frames were subjected to different scaled ground motions, considering high, medium and low seismicity level, Tab. 6.4, 6.6. The choice of accelerograms was made taking into account that the Kobe earthquake (1995) is a near-source ground motion, having many pulses, the Northridge (1994), Banat (1991), Kalamata (1986) earthquakes are near-source ground motions, having one pulse, while Vrancea earthquake (1997) is a far-source ground motion. The available plastic rotation capacities of the elements used was presented in Tab. 6.3. One can observe that rotations influenced by cyclic, $\theta_{cap,c}$, and strain-rate, $\theta_{cap,v}$, actions were determined, correlating the influence of the type of ground motion on the plastic deformation capacity of the element. The main parameters, which have been investigated for evaluating the global inelastic performance, are the mechanism type, Fig. 6.5, the distribution of the ductility demands for beams and columns, Fig. 6.6, 6.7, 6.8, 6.9, 6.10, as well as the local and global damage index, Fig. 6.11, 6.12, 6.13, 6.14. As a function of structural detailing, level of seismic hazard and type of ground motion, different inelastic behaviour can be observed. Due to different parameters, it is very difficult to generalize the obtained results. Some main conclusions should be emphasized:

- In the case of near-source earthquakes, that have many pulses (Kobe), excessive ductility demands and damages were observed when compared to far-field earthquakes (Vrancea), while in the case of near-field earthquakes, that have one pulse (Northridge, Banat, Kalamata), reduced ductility demands were observed when compared to Kobe and Vrancea earthquakes, Fig. 6.5, 6.6, 6.7, 6.10 6.11, 6.12, 6.13, 6.14. In the latter case other factors such as velocity may be decisive for the design.
- Frames having a high plastic strength ratio ($M_{pl,Rd,c} / M_{pl,Rd,b} = 1.65 \dots 2.17$, C2, C3, C6) develop plastic hinges at all stories, at the end of beams, Fig. 6.6a, 6.7a, 6.8a, 6.9a, while frames having low plastic strength ratio ($M_{pl,Rd,c} / M_{pl,Rd,b} = 1.0 \dots 1.31$, C1, C4) develop plastic hinges only at limited zones, in some cases developing “story” mechanisms, Fig. 6.5, 6.6. However, one can observe that C1, C4, frames have low ductility demands at beams but high ductility requirements at columns (Fig. 6.6, 6.7, 6.8). On the other hand, it is very important to notice the mode of choice of the used sections to realise a high plastic strength ratio. Frame C6 has a high plastic strength ratio ($M_{pl,Rd,c} / M_{pl,Rd,b} = 1.70$) but the

- choice of profiles is not correct (Tab 6.2), and the frame presents unreliable global performance, developing storey mechanism, Fig. 6.5, 6.6, 6.7, 6.8, 6.9.
- In the case of low seismicity, $a_g = 0.15g$, seismic ground motions with different characteristics, lose their own characteristics the inelastic behaviour of steel frames depending only on the structural detailing and period of structure (Fig. 6.14c).
 - A classification of steel moment resisting frames must be introduced in EC-8, as well as, in P100/92, N.E.A.K, in order to define the performance of moment resisting frames, minimizing the influence of earthquake type and seismic level, Fig. 6.15. For instance, in the case of 3 storey-2 bay regular frames, moment resisting frames that have $M_{pl.Rd.c} / M_{pl.Rd.b} = 1.25 \dots 2.20$ can be classified as normal frames, while frames that have $M_{pl.Rd.c} / M_{pl.Rd.b} > 2.20$ as special frames, Fig. 6.15.
 - As a concluding remark resulted from this study the necessity to realize macro-micro zonation studies must be mentioned in order to evaluate the ductility requirements as a function of earthquake type, local soil conditions, as well as to perform analytical studies with artificial accelerograms, which can introduce only the main characteristics of a specific ground motion, thus eliminating the variability of the real accelerograms. There is a necessity to introduce some new conforming procedures (hybrid frames, “dogbone” frames etc.) for improving the inelastic performance of steel moment frames, in order to obtain more reliable and economical steel moment resisting frames.

The inelastic performance of hybrid moment resisting frames was investigated, considering normal frames, CN, hybridized normal frames, CNH (CNH1, CNH2), as well as special, CS, and hybridized special moment frames, CSH, Fig. 6.16, Tab. 6.7. The available plastic rotations of the elements used were presented in Tab. 6.8. The main parameters, which have been investigated, are the mechanism type, Fig. 6.17, the distribution of the ductility requirements, Fig. 6.18, 6.19, 6.20, the inelastic displacements, Fig. 6.21, as well as, the local damage index of beams, Fig. 6.22. Conclusions that can be drawn from the study are summarized as follows:

- A normal moment resisting frame, CN, which develops a “storey” mechanism can be transformed into a special moment resisting frame, with the application of the “hybridized” concept (columns must have a greater steel grade than beams). As a function of earthquake type and seismic level in some cases (Kobe, Vrancea) the use of a steel grade two times greater than in the case of normal frames must be considered at columns (CNH1, CNH2), Fig. 6.17. So, in order to minimize the aforementioned problems, promoting reliable hybrid normal frames, the use of steel grade Fe 510 at columns and Fe 360 at beams is recommended.
- A special moment resisting frame, CS, which develops a global mechanism, can be transformed into a high performance special moment frame, with the application of Fe 430 steel grade at columns, Fig. 6.17, 6.18, 6.19, 6.20, 6.21. One can see that the special hybrid frame, CSH, presents lower ductility and displacement demand than a special moment resisting frame, Fig. 6.18, 6.21. Also the ductility demands at column base are lower, Fig. 6.19. Special hybrid frames, CSH, are recommended in highly seismic areas (with unknown earthquake characteristics).
- In the same way, in order to promote SC-WB frames through hybridization the column sections must be kept constant, due to higher steel grade, increasing the column resistance.

In order to investigate the global performance of the new modified moment frames, a parametrical study is developed on the 3 storey-2 bay frames, Fig. 6.22, considering normal frames using the “dogbone” section, CDB, reinforced section, CR1, CR2, normal frames, CN, and normal hybrid frames, CNH2. The characteristics of the analyzed CDB and CR1, CR2, frames were presented in Tab. 6.9, 6.10. Studying the results of the parametrical analysis, the following main findings should be emphasized:

- A normal moment resisting frame, CN, which develops a ‘storey’ mechanism, can be transformed into a special moment resisting frame, with the application of the “dogbone” concept or the strengthening concept, Fig. 6.26.
- Modified moment resisting frames, CDB, CR1, CR2, concentrate the plastic hinge away from the column face, uniformizing the ductility requirements, at all stories, and providing sufficient rotation capacities, Fig. 6.25, 6.27.
- CDB frames seems to be independent from the influence of the fundamental period of structure, Fig. 6.28.
- Using the reduced beam section or the reinforcing beam section a small requirement of moments can be achieved, avoiding stress concentration at the weldments. The same thing can be observed also in hybrid frames, Fig. 6.29.

According to the member hierarchy criterion the “dogbone” concept gives the possibility to reduce the column sections, while the strengthening concept requires the increasing of column cross-sections, Fig. 6.31. Also CR, CH and especially CDB frames gives the possibility to minimize the weight of the structure developing a global mechanism when compared to a special moment resisting frame, Fig. 6.32.

As a concluding remark must be underlined that using the modified moment resisting frames (hybrid, “dogbone” and reinforced frames) the ductility control and the control of failure mode can be obtained.

CONDITII DE ASIGURARE A DUCTILITATII LOCALE-GLOBALE

7.1 Consideratii generale

In codurile moderne antiseismice si in special in EC-8, precum si P100/92, N.E.A.K, notiunea de ductilitate guverneaza proiectarea structurilor disipative, dar asigurarea ductilitatii nu rezulta printr-un calcul direct ci doar prin respectarea unor masuri constructive sau printr-un calcul indirect. Deoarece conceptul Eurocodului 8 se remarca si in codurile de interes national, P100/92, N.E.A.K, in urmatoarele paragrafe se vor comenta modul de asigurare a ductilitatii in cadrul acestui normativ european.

Asigurarea ductilitatii locale se realizeaza prin limitarea supletei peretilor sectiunilor transversale si utilizarea unor oteluri cu proprietati plastice. Asigurarea ductilitatii globale se realizeaza prin alegerea factorului de comportare, q, functie de tipul structurii. Interactiunea intre ductilitate locala si cea globala se asigura prin corelarea factorului de comportare corespunzator si clasa sectiunii transversale, Fig. 7.1a. Totusi, asa cum a fost deja subliniat anterior, clasificarea la nivel de sectiune nu tine cont de influenta deschiderii elementului, fiind necorespunzatoare pentru evaluarea ductilitatii. In special cadrele necontravantuite trebuie proiectate in asa fel incat articulatiile plastice sa se formeze la capetele grinzilor si nu la stalpi, cu exceptia bazei stalpilor de la parter si a ultimului etaj a structurilor multietajate (3.5.4.1(a), EC-8). Pentru realizarea acestui concept in EC-8 sunt date anumite criterii de rezistenta, functie de tipul elementului, pentru dezvoltarea articulatiilor plastice in conditii stabile. Aceste criterii se prezinta in figura 7.1b pentru grinzi, stalpi si imbinarea grinda-stalp.

Factor de comportare	Clasa sectiunii transversale
$q > 4.0$	Clasa 1
$2.0 < q \leq 4.0$	Clasa 2
$q \leq 2.0$	Clasa 3

GRINZI	STALPI	IMBINARE GRINDA-STALP
<ul style="list-style-type: none"> • $M_{sd} \leq M_{pl} \cdot R_d$ • $N_{sd} \leq 0.15 N_{pl} \cdot R_d$ • $V_{G.sd} + V_{M.sd} \leq 0.5 V_{pl.Rd}$ 	<ul style="list-style-type: none"> • $\Sigma M_c \leq \Sigma M_b$ • $V_{sd} \leq 0.5 V_{pl.Rd}$ • $M_{sd} = M_{sd.G} + 1.20 M_{sd.E}$ • $V_{wp.sd} \leq V_{wp.Rd}$ 	<ul style="list-style-type: none"> • $R_d \leq 1.20 R_{fy}$ (pentru imbinari cu suruburi sau imbinari sudate de colt) • Conditii suplimentare in Anexa J EC-3

Fig. 7.1 Criterii de asigurare a dezvoltarii articulatiilor plastice conform EC-8
 Fig. 7.1 Criteria ensuring the development of the plasting hinges according to EC-8

Privand cadrul de proiectare a EC-8 se constata lipsa unei metodologii de determinare directe a ductilitatii locale si a celei globale care sa rezulte din conditia capacitatii de deformare a structurii. De asemenea in ceea ce priveste cadrele necontravantuite lipseste o clasificare mai detaliata a acestora, luand in considerare modul de conformare si hazardul seismic, deoarece

in cadrul unei proiectari cu mai multe nivele de performanta, performantele ar trebui detaliate pentru alegerea de catre proiectant-beneficiar a performantelor structurii. Pe de alta parte, avand in vedere invatamintele rezultate din seismele recente, ar fi nevoie de introducerea a unor conformari speciale care sa dirijeze din stadiul de proiectare disiparea energiei in locurile bine predeterminate, deoarece in multe situatii ipoteza dezvoltarii articulatiilor plastice la capetele grinzii nu se respecta.

7.2 Conformare ductila si controlul modului de cedare si de disipare a energiei

Este bine cunoscut faptul ca in proiectarea conventionala a structurilor seismorezistente grinzile sunt elementele care trebuie sa disipeze energia indusa de seism in structura. Insa in foarte multe cazuri, datorita factorilor de natura diferita (cum sunt variabilitatea caracteristicilor mecanice ale otelului, efectul planseului, executia inadecvata a imbinarilor etc) acest concept nu se poate realiza. Calculul antiseismic, ori cat de sofisticat ar fi, nu poate tine cont de toti factorii care influenteaza comportarea post-elastica, deoarece unii din ei au o natura accidentala, neprevazuta. Astfel, este necesara conformarea si detalierea corespunzatoare a elementelor componente, care pe de o parte permit dezvoltarea unui mecanism plastic global, iar pe de alta parte vor minimiza anumiti factori de influenta care pot impiedica formarea unui mecanism global.

In ceea ce priveste cadrele necontravantuite se pot defini 2 categorii de cadre:

- cadre speciale, CS, care pot dezvolta un mecanism plastic global, totodata respectandu-se conditiile de verificare a ductilitatii locale;
- cadre normale, CN, care dezvolta mecanism de etaj dar respecta conditiile de verificare a ductilitatii locale.

Evident performantele acestor cadre sunt in directa dependenta cu nivelul seismicitatii si caracterul miscarii seismice. **Pentru a optimiza modul controlat de cedare si modul dirijat de disipare a energiei ar trebui introduse atat in EC-8 cat si in codurile de interes national notiunea cadrelor hibride si a cadrelor cu detaliile speciale (cadrele cu noduri solidarizate sau cadrele avand grinzi cu talpi reduse in zone critice).** Astfel, se pot defini:

- cadre hibride, CH, a caror stalpii sunt alcatuiti dintr-o marca superioara fata de cea a grinzii;
- cadre rigidizate, CR, a caror zona nodala este solidarizata cu diferite tipuri de rigidizari. Pentru conformarea acestor cadre considerentele de proiectare sunt date in paragraful 5.6.3(i);
- cadre “dog-bone”, CDB, a caror grinzi au in zonele critice talpile reduse. Conformarea zonelor critice este prezentata in paragraful 5.6.2(i).

Toate aceste cadre ar putea fi numite **cadre modificate**, deoarece prin aplicarea conceptelor mai sus mentionate pot transforma un cadru normal, CN, intr-un cadru normal modificat, CNM, sau un cadru special, CS, intru-un cadru special modificat, CSM, avand drept scop cresterea performantelor cadrelor, asigurandu-se totodata si modul dirijat de disipare a energiei. Clasificarea cadrelor necontravantuite din punct de vedere al ductilitatii, bazata pe considerentele de conformare, se prezinta in tabelul 7.1 si 7.2 functie de capacitatea globala de deformare a cadrului, in corelatie cu hazardul seismic si tipul seismului.

Tabel 7.1 Clasificarea cadrelor necontravantuite
Table 7.1 Classification of moment resisting frames

Tipul cadrului		Factor de comportare	Conditii de verificare [*]	Detalii de conformare
CADRE FOARTE DUCTILE	Cadre speciale modificate CSM	$q > 4.0$	<ul style="list-style-type: none"> dezvoltarea mecanismului plastic global verificarea criteriilor ductilitatii locale 	<ul style="list-style-type: none"> cadre hibride speciale, CHS cadre cu noduri solidarizate, CR cadre avand grinzi cu talpi reduse in zone critice, CDB
	Cadre speciale CS	$q > 4.0$	<ul style="list-style-type: none"> dezvoltarea mecanismului plastic local verificarea criteriilor ductilitatii locale 	cadre a caror raportul plastic de rezistenta , $M_{Rd,c} / M_{Rd,b}$, rezulta dintr-o metodologie adecvata ⁷
CADRE DUCTILE	Cadre normale modificate CNM	$2.0 < q < 4.0$	<ul style="list-style-type: none"> dezvoltarea mecanismului plastic local verificarea criteriilor ductilitatii locale 	<ul style="list-style-type: none"> cadre hibride speciale, CHS cadre cu noduri solidarizate, CR cadre avand grinzi cu talpi reduse in zone critice, CDB
	Cadre normale CN	$q < 2.0$	<ul style="list-style-type: none"> formarea mecanismului de etaj sau de nod verificarea criteriilor ductilitatii locale 	cadre a caror raportul plastic de rezistenta este: $M_{Rd,c} / M_{Rd,b} > 1.20$

Tabel 7.2 Alegerea tipului cadrului functie de nivelul seismicitatii
Table 7.2 Choice of moment frame type as a function of the seismic hazard

Tipul cadrului		Tipul miscarii seismice	Nivel de seismicitate
CADRE FOARTE DUCTILE	CSM	Seisme cu caracter epicentral	Seismicitate exceptionala $a_g > 0.35g$
		Seisme indepartate de sursa	
CADRE DUCTILE	CS	Seisme cu caracter epicentral	Seismicitate ridicata, $a_g = 0.35g$
	CNM	Seisme indepartate de sursa	Seismicitate medie, $a_g = 0.25g$
CADRE CU DUCTILITATE LIMITATA	CN	Seisme cu caracter epicentral	Seismicitate ridicata, $a_g = 0.35g$
		Seisme indepartate de sursa	Seismicitate redusa, $a_g = 0.15g$
			Seismicitate medie, $a_g = 0.25g$

In tabelul 7.3 se prezinta criteriile de asigurare a ductilitatii locale-globale, luandu-se in considerare interactiunea acestor ductilitatii. De asemenea in tabelul 7.3 se face o corelare intre rezistenta, stabilitatea locala si ductilitatea. Astfel elementele cu ductilitate ridicata, (H), trebuie sa fie alcatuite din sectiuni transversale plastice (conform EC-3), elementele cu ductilitate medie, (M), din sectiuni compacte, iar elementele cu ductilitate redusa din sectiuni semi-compacte. **In acest mod clasificarea la nivel de sectiune transversala asigura rezistenta si stabilitatea, iar clasificarea la nivel de element asigura ductilitatea locala.** Un asemenea mod de clasificare care tine cont de factorul de comportare, de limitele de suplete, la nivel de sectiune, si de zveltetea elementului se remarca in normativul Japonez AIJ-90 (Draft)⁴⁸. Limitele factorului de comportare, q, sunt preluate din EC-8, in cadrul tezei neefectuandu-se un calcul special pentru evaluarea acestuia. In spre aceasta directie ar fi deosebit de importanta determinarea factorului de comportare pentru cadrele modificate.

Tabel 7.3 Criterii de asigurare a ductilitatii locale-globale
 Table 7.3 Criteria ensuring local and global ductility

Clase de rezistentă - - stabilitate locala	Ductilitate globala Factor de comportare	Ductilitate locala	
		Clase de ductilitate	Capacitate de rotire
Plastice	$q > 4.0$	Ductilitate ridicata (H)	$R \geq 7.50$
Compacte	$2.0 < q < 4.0$	Ductilitate medie (M)	$4.50 \leq R < 7.50$
Semi-compacte	$q < 2.0$	Ductilitate redusa (L)	$1.50 \leq R < 4.50$

Inexistenta unui cadru de verificare a ductilitatii locale face necesara elaborarea unei metodologii de calcul care sa tina seama de conditiile reale, la care sunt supuse elementele structurale (grinzi, stalpi). In acest context ar fi necesara, in conformitate cu structura Eurocodurilor, elaborarea unei anexe sub denumirea “**Conditii de asigurare a ductilitatii locale-globale**”, initial cu caracter informativ, in care sa fie rezolvate atat aspectele de calcul cat si detaliile tehnologice si de executie.

Pentru controlul modului de cedare capacitatea de rotire inelastica a structurii trebuie sa rezulte dintr-un calcul riguros din care ductilitatea capabila (ductilitatea locala), determinata printr-o metodologie, trebuie sa fie mai mare decat ductilitatea necesara (ductilitatea globala) impusa de conditiile exterioare. Criteriile care trebuie verificate pentru respectarea ductilitatii se pot defini in felul urmator:

- Conditii de asigurare a ductilitatii :

In cazul in care pentru determinarea ductilitatii necesare se folosesc metode simplificate conditiile constau in :

$$R_{cap} \geq R_{nec} \quad (7.1a)$$

$$R_{cap} \leq R_r \quad (7.1b)$$

unde:

R_{cap} - capacitatea de rotire capabila a elementelor care se poate determina printr-o metodologie prezentata in paragraful urmator;

R_{nec} - capacitatea de rotire necesara care se poate evalua folosand relatii de calcul simplificate;

R_r - capacitate de rotire de rupere care se poate evalua cu ajutorul relatiilor (4.19b) si (4.20a)

In cazul in care determinarea ductilitatii necesare se face cu metode exacte printr-o analiza push-over (metoda statica) sau time history (metoda dinamica) se poate lucra direct cu rotirea plastica:

$$\theta_{cap} \geq \theta_{nec} \quad (7.2a)$$

$$\theta_{crit.f} \leq \theta_{r.f} \quad (7.2b)$$

unde:

θ_{cap} - rotirea capabila a elementelor care se poate determina printr-o metodologie sau direct cu ajutorul capacitatii de rotire, fiind $\theta_{cap} = R_{cap} \theta_p$;

θ_{nec} - rotire necesara care se poate evalua folosand metode de calcul exacte;

$\theta_{crit.f}$ - rotirea critica a talpii calculat conform relatiei (4.15);

$\theta_{r.f}$ - rotirea de rupere calculata conform relatiilor (4.16) si (4.18).

In tabelul 7.4 se prezinta conditiile de verificare a ductilitatii. In cea ce priveste asigurarea conditiilor ductilitatii globale, in cazul cadrelor normale este suficienta verificarea mai sus mentionata. In cazul cadrelor speciale care necesita o conformare corespunzatoare, pentru formarea mecanismului global, determinarea mecanismului de cedare se poate face cu metode simplificate (de ex. metoda Mazzolani-Piluso⁷) sau cu metode exacte (analiza time-history, analiza push-over). Insa si in acest caz elementele care alcatuiesc structura trebuie sa verifice criteriile (7.1a,b) sau (7.2a,b), functie de metoda de calcul folosita.

Tabel 7.4 Verificarea ductilitatii

Table 7.4 Checking of ductility

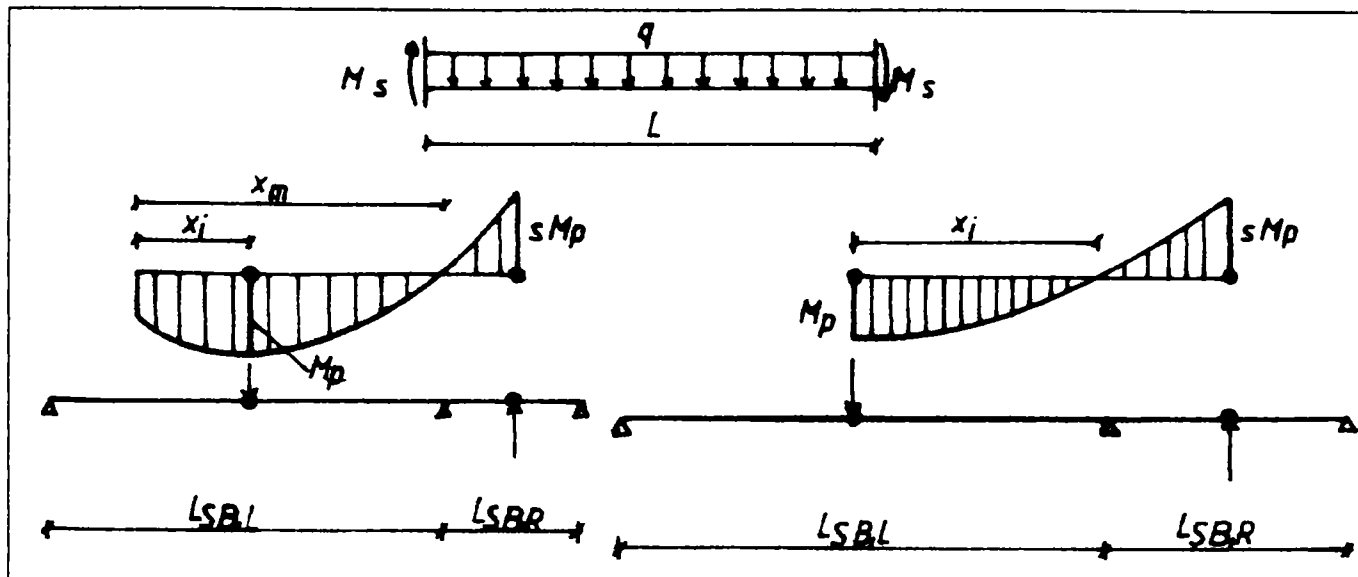
METODE SIMPLIFICATE DE VERIFICARE		METODE EXACTE DE VERIFICARE	
Criterii	Modul de evaluare	Criterii	Modul de evaluare
$R_{cap} \geq R_{nec}$	<ul style="list-style-type: none"> • R_{cap} metodologia §7.3.1 • R_{nec} relatii simplificate §7.3.2 	$\theta_{cap} \geq \theta_{nec}$	<ul style="list-style-type: none"> • θ_{cap} metodologie §7.3.1 • θ_{nec} analiza time-history analiza push-over
$R_{cap} \leq R_r$	<ul style="list-style-type: none"> • R_r-relatii (4.19b), (4.20a) 	$\theta_{crit.f} \leq \theta_{r.f}$	<ul style="list-style-type: none"> • $\theta_{crit.f}$ realtia 4.15 • $\theta_{r.f}$ relatia 4.16, 4.18

7.3 Evaluarea ductilitatii

7.3.1 Determinarea ductilitatii locale capabile

Pentru determinarea ductilitatii capabile a elementelor este necesara elaborarea unei metodologii cu ajutorul careia, in cadrul proiectarii curente, se poate calcula capacitatea de deformare a elementelor componente structurii. O astfel de metodologie lipseste din totalitatea codurilor antiseismice, iar introducerea unei asemenea metodologii ar putea constitui un prim pas pentru calculul ductilitatii intr-un mod direct si explicit. In continuare se propune o metodologie care se bazeaza pe teoria liniilor de curgere si conceptului "grinzii standard" luand in considerare o serie de factori care pot influenta favorabil sau defavorabil ductilitatea local. Modul de evaluare consta in :

- 1) **Determinarea deschiderii grinzii standard, L_{SB} , functie de element (grinda, stalp).**
Pentru cazul grinzii reale cu ajutorul deschiderii grinzii standard, L_{SB} , se introduce efectul fortelor gravitationale precum si posibilitatea dezvoltarii unor momente inegale la capetele grinzilor (de ex. datorita efectului ecrusarii, cresterii limitei de curgere cauzata de viteza de incarcare etc). Determinarea deschiderii L_{SB} , se poate face cu ajutorul relatiilor (4.8), (4.10) si (4.11) sau direct prin tabelul 7.5. Pentru cazul stalpilor deschiderea grinzii standard introduce influenta momentelor la capetele stalpului. Evaluarea deschiderii grinzii standard se poate face conform figurii 4.6 sau direct cu ajutorul tabelului 7.6. Pentru cazurile in care stalpul lucreaza in simpla curbura, $M_{sup} / M_{inf} > 0$, grinda standard se considera cu o excentricitate aditionala, e_0 .



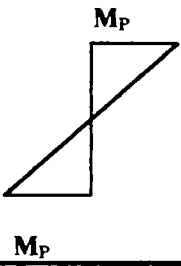
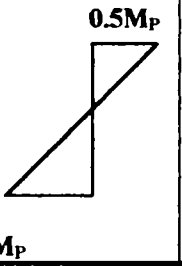
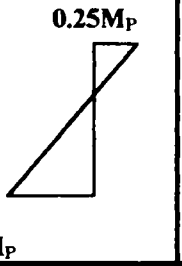
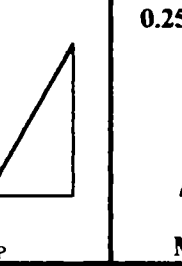
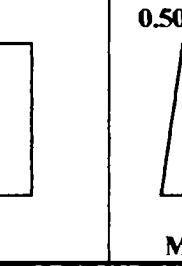
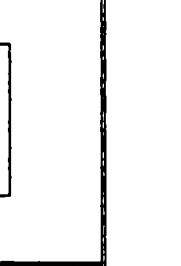
Tabel 7.5 Determinarea deschiderii grinzii standard

Table 7.5 Determination of the standard beam span

s = 1.0	M _p / qL ²										
	0.10	0.20	0.25	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.0
x _i / L	0.815	0.738	0.707	0.681	0.643	0.618	0.60	0.586	0.576	0.568	0.561
x _m / L	0.368	0.106	-	-	-	-	-	-	-	-	-
L _{SBL} / L	0.894	1.264	1.414	1.362	1.286	1.236	1.20	1.172	1.152	1.136	1.112
L _{SBR} / L	0.370	0.524	0.586	0.638	0.713	0.764	0.80	0.826	0.848	0.864	0.878
s = 1.10	M _p / qL ²										
	0.10	0.20	0.240	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.0
x _i / L	0.820	0.746	0.688	0.655	0.616	0.591	0.573	0.560	0.549	0.541	0.535
x _m / L	0.351	0.083	-	-	-	-	-	-	-	-	-
L _{SBL} / L	0.938	1.326	1.376	1.310	1.232	1.182	1.146	1.120	1.098	1.082	1.070
L _{SBR} / L	0.360	0.508	0.624	0.690	0.768	0.818	0.854	0.880	0.902	0.918	0.930
s = 1.20	M _p / qL ²										
	0.10	0.20	0.227	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.0
x _i / L	0.825	0.753	0.672	0.630	0.591	0.566	0.548	0.535	0.525	0.517	0.511
x _m / L	0.336	0.061	-	-	-	-	-	-	-	-	-
L _{SBL} / L	0.978	1.384	1.344	1.260	1.182	1.132	1.096	1.070	1.050	1.034	1.022
L _{SBR} / L	0.350	0.494	0.656	0.740	0.818	0.868	0.904	0.930	0.950	0.966	0.978
s = 1.30	M _p / qL ²										
	0.10	0.20	0.217	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.0
x _i / L	0.830	0.761	0.659	0.607	0.568	0.542	0.525	0.512	0.502	0.495	0.489
x _m / L	0.321	0.040	-	-	-	-	-	-	-	-	-
L _{SBL} / L	1.018	1.442	1.318	1.214	1.136	1.084	1.050	1.024	1.004	0.990	0.978
L _{SBR} / L	0.34	0.478	0.682	0.786	0.864	0.916	0.950	0.976	0.996	1.01	1.02
s = 1.40	M _p / qL ²										
	0.10	0.20	0.208	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.0
x _i / L	0.837	0.769	0.638	0.585	0.545	0.520	0.503	0.491	0.481	0.474	0.468
x _m / L	0.307	0.020	-	-	-	-	-	-	-	-	-
L _{SBL} / L	1.06	1.498	1.276	1.17	1.090	1.040	1.00	0.982	0.960	0.940	0.936
L _{SBR} / L	0.326	0.462	0.724	0.83	0.91	0.96	0.99	1.02	1.040	1.052	1.070
s = 1.50	M _p / qL ²										
	0.10	0.20	0.200	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.0
x _i / L	0.841	0.774	0.617	0.564	0.525	0.500	0.483	0.471	0.462	0.455	0.450
x _m / L	0.293	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
L _{SBL} / L	1.10	1.54	1.235	1.120	1.05	1.00	0.960	0.94	0.920	0.910	0.900
L _{SBR} / L	0.318	0.452	0.766	0.872	0.950	1.00	1.030	1.060	1.080	1.090	1.110

Tabel 7.6 Determinarea deschiderii grinzii standard pentru cazul stalpului

Tabel 7.6 Determination of the standard span in case of columns

Deschiderea standard	Raportul momentelor stalpului (M_{sup} / M_{inf})					
	$M_{sup}/M_{inf} = -1.0$	$M_{sup}/M_{inf} = -0.50$	$M_{sup}/M_{inf} = -0.25$	$M_{sup}/M_{inf} = 0$	$M_{sup}/M_{inf} = 0.25$	$M_{sup}/M_{inf} = 0.50$
						
L_{SB}	1.00H	1.33H	1.60H	2.00H	$2H + 0.25M_p / NH$	$2H + 0.5M_p / NH$

H-inaltimea stalpului

N-forța axială

2) **Determinarea capacității de rotire monotone ultime, R_u .** Capacitatea de rotire ultimă se poate determina fie cu ajutorul programului DUCTROT fie cu relațiile simplificate A.IV(10) și (4.29a,b) pentru grinzi respectiv pentru stalpi. Cu ajutorul tabelor 7.7, 7.8 (Tab 7.8a pentru HE-A, Tab. 7.8b pentru HE-B) se poate determina direct capacitatea de rotire ultimă a grinzilor funcție de tipul profilului folosit și deschiderea standard, calculată anterior, iar prin tabelurile 7.9, 7.10, rotirea ultimă a stalpilor.

3) **Aplicarea coeficienților de influență a ductilității.** Având stabilită rotirea ultimă din condiții de încărcare monotone, se pot aplica diferiți coeficienți care introduc parametrii de influență a ductilității locale. Astfel:

- **Parametri de conformare:**

- Influența racordului între talpa-inimă se introduce prin coeficientul c_r care se poate calcula cu relația (5.7) sau direct din tabelul 5.2 pentru profilele laminate din seria EN;

- Influența cordonului de sudură se introduce prin coeficientul c_w care poate fi calculat cu relația (5.9).

- **Parametri de încărcare:**

Din condiții de încărcări monotone:

- Influența defavorabilă a stalpilor care lucrează în simplă curbura, $M_{sup}/M_{inf} > 0$, se introduce prin coeficientul c_M care se ia 0.80 în cazul $M_{sup}/M_{inf} = 0.25$ și 0.70 în cazul $M_{sup}/M_{inf} = 0.50$;

- Influența nedevelopării complete a mecanismului inimii se introduce prin coeficientul r_w care poate varia între 0.50...0.75, funcție de deschiderea elementului și de condițiile de încărcare (§4.5.5). Pentru cazul încărcărilor monotone se recomandă $r_w = 0.75$, deoarece în acest caz principală cauză poate fi limita de curgere superioară a inimii față de cea a talpii.

Din condiții de încărcări seismice:

- Influenta incarcarii ciclice care se introduce prin coeficientul r_c si se poate lua conform tabelului 4.7, functie de tipul elementului, limita de suplete si nivelul fortei axiale;
- Influenta vitezei de incarcare care se introduce prin coeficientul r_v si se poate lua conform tabelului 4.6, functie de tipul elementului si rata cresterii incarcarii;
- Influenta nedevoltarii complete a mecanismului inimii se poate lua, in cazul incarcarii seismice, intre 0.50...0.75 functie de tipul incarcarii seismice, deoarece schimbarea semnului momentului sau aplicarea incarcarii cu viteza pot contribui esential la nedevoltarea completa a mecanismului plastic al inimii. Pentru alegerea coeficientului trebuie avut in vedere ca, in primul caz fenomenul poate fi mai putin sever deoarece se pot produce suprapuneri de mecanisme, iar in al doilea caz fenomenul este mai sever ruperea elementului se poate produce chiar la primul ciclu.

Factorul de siguranta, γ_M , este un coeficient general pentru acoperirea incertitudinii calculului capacitatii de rotire, a variabilitatii caracteristicilor mecanice ale otelului, a importantei si comportarii elementului in structura (grinda \rightarrow element disipativ, stalp \rightarrow asigurarea stabilitatea cadrului, tipul mecanismului). Se propune sa se ia intre 1.30...1.50 functie de conditiile mai sus enumerate, precum si functie de tabelul propus.

γ_M	Incertitudinea calculului	Variabilitatea caracteristicilor mecanice	Element	Tipul structurii	γ_M
1.30	redusa	redusa	GRINDA	stalpi puternici - grinda slaba	1.30...1.50
1.40	medie	medie			
1.50	ridicata	ridicata	STALP	cadre normale care formeaza mecanism de etaj	1.50
				cadre speciale care formeaza mecanism global	1.30

4) Determinare capacitatii de rotire capabile, R_{cap} , pentru proiectarea elementului.

Aplicarea coeficientilor se face la alegerea proiectantului functie de conditiile de incarcare precum si functie de nivelul admis al ductilitatii structurii, care trebuie asigurat prin proiectare. In acest context rezulta:

- Rotirea capabila monotona, $R_{cap,m}$, atunci cand incarcările statice sunt predominante, acest tip de rotire fiind baza pentru evaluarea celorlalte tipuri de rotire;
- Rotirea capabila influentata de incarcările ciclice, $R_{cap,c}$, atunci cand acumularea deformatiilor este efectul hotaritor care conduce la epuizarea capacitatii de rotire plastice a elementului. Asemenea rotiri se determina in cazul seismelor indepartate de epicentru;
- Rotirea capabila influentata de viteza de incarcare, $R_{cap,v}$, atunci cand epuizarea rotirii poate proveni datorita cresterii ratei de incarcare. Asemenea capacitati de rotire se determina in cazul seismelor epicentrale, cu un impuls.
- Rotirea capabila influentata de incarcări ciclice cu viteza, $R_{cap,cv}$, atunci cand epuizarea capacitatii de rotire poate proveni din ambele fenomene (aplicarea incarcarii cu viteza mare avand dou, trei cicluri in domeniul plastic) Asemenea capacitati de rotire se determina in cazul seismelor epicentrale, cu mai multe impulsuri.

In figura 7.2a se prezinta schematic metodologia de calcul pentru determinarea capacitatii de rotire plastice, folosita in contextul verificarii metodelor simplificate, iar in figura 7.2b se prezinta metodologia calculului rotirii capabile, θ_{cap} , folosita in contextul verificarii cu metode exacte.

Tabel 7.7 Determinarea capacitatii de rotire ultime monotone pentru grinzi de tip IPE
Table 7.7 Determination of the ultimate monotonic rotation capacity in case IPE beams

Profil	Lsb = 3000			Lsb = 4000			Lsb = 5000			Lsb = 6000			Lsb = 7000		
	Fe 360	Fe 430	Fe 510	Fe 360	Fe 430	Fe 510	Fe 360	Fe 430	Fe 510	Fe 360	Fe 430	Fe 510	Fe 360	Fe 430	Fe 510
IPE 140	12.12	10.3	8.02	9.09	7.77	6.01	7.27	6.21	4.80	6.06	5.17	4.0	5.19	4.44	3.45
IPE 160	12.49	10.6	8.26	9.37	8.01	6.19	7.5	6.39	4.95	6.24	5.34	4.12	5.34	4.57	3.54
IPE 180	13.29	11.3	8.79	9.97	8.50	6.60	7.96	6.81	5.28	6.63	5.67	4.39	5.68	4.86	3.76
IPE 200	13.71	11.7	9.07	10.2	8.77	6.79	8.22	7.02	5.43	6.85	5.85	4.90	5.86	5.01	4.20
IPE 220	14.80	12.6	9.81	11.1	9.48	7.35	8.89	7.59	5.88	7.41	6.33	4.92	6.34	5.41	4.68
IPE 240	15.54	13.3	10.3	11.5	9.97	7.72	9.33	7.96	6.18	7.77	6.63	5.14	6.67	5.70	5.14
IPE 270	14.88	12.7	9.85	11.3	9.54	7.39	8.92	7.62	5.91	7.44	6.36	4.92	6.37	5.44	4.21
IPE 300	14.6	12.4	9.67	11.0	9.36	7.26	8.76	7.50	5.79	7.30	6.24	4.83	6.25	5.35	4.15
IPE 330	15.87	13.5	10.5	11.9	10.2	7.87	9.52	8.13	6.30	7.92	6.78	5.25	6.79	5.80	4.50
IPE 360	18.30	15.6	12.1	13.7	11.7	9.07	10.9	9.37	7.26	9.15	7.81	6.04	7.84	6.70	5.19
IPE 400	19.30	16.5	12.7	14.5	12.3	9.57	11.5	9.90	7.65	9.64	8.25	6.37	8.26	7.06	5.46
IPE 450	20.85	17.8	13.8	15.6	13.3	9.78	12.5	10.7	9.60	10.4	8.89	7.42	8.92	7.62	5.62
IPE 500	23.43	19.9	15.4	17.5	15.0	11.6	14.0	12.0	9.72	11.7	10.0	7.74	10.0	8.56	6.67
IPE 550	25.20	21.6	16.6	18.6	15.9	12.3	14.9	12.6	9.87	12.4	10.6	8.25	10.6	9.10	7.05
IPE 600	30.25	25.9	20.1	21.7	18.6	14.3	17.5	14.8	11.5	14.4	12.3	9.60	12.4	10.6	8.22

Tabel 7.8a Determinarea capacitatii de rotire ultime monotone pentru grinzi de tip HEA
Table 7.8a Determination of the ultimate monotonic rotation capacity in case HEA beams

Profil	Lsb = 3000			Lsb = 4000			Lsb = 5000			Lsb = 6000			Lsb = 7000		
	Fe 360	Fe 430	Fe 510	Fe 360	Fe 430	Fe 510	Fe 360	Fe 430	Fe 510	Fe 360	Fe 430	Fe 510	Fe 360	Fe 430	Fe 510
HE160 A	8.70	7.44	5.71	6.25	5.58	4.29	5.22	4.45	3.42	4.35	3.72	2.86	3.72	3.19	2.44
HE180 A	8.85	7.56	5.82	6.63	5.67	4.35	5.31	4.54	3.49	4.42	3.78	2.91	3.75	3.24	2.49
HE200 A	8.83	7.53	5.79	6.60	5.64	4.32	5.28	4.50	3.43	4.39	3.75	2.89	3.73	3.22	2.47
HE220 A	9.78	8.35	6.42	7.35	6.27	4.81	5.86	5.01	3.84	4.89	4.17	3.21	4.20	3.57	2.74
HE240 A	10.80	9.22	7.09	8.08	6.90	5.31	6.45	5.52	4.24	5.40	4.60	3.54	4.62	3.93	3.03
HE260 A	11.37	9.72	7.50	8.35	7.14	5.49	6.67	5.70	4.30	5.56	4.75	3.66	4.77	4.06	3.12
HE280 A	11.50	9.82	7.59	8.50	7.20	5.50	6.63	5.75	4.38	5.60	4.78	3.67	4.80	4.12	3.13
HE300 A	13.08	11.1	7.68	9.07	7.75	6.15	7.24	5.80	4.42	5.84	4.80	3.70	5.17	4.42	3.15
HE320 A	17.40	14.8	11.5	11.6	9.96	7.66	9.30	6.19	5.15	6.04	5.16	4.60	6.63	5.67	4.36
HE340 A	20.85	17.7	13.8	13.6	11.67	9.00	10.8	7.95	6.12	7.74	6.61	5.10	7.77	6.63	5.10
HE360 A	22.0	20.8	16.2	15.7	13.42	10.3	12.4	9.30	7.17	9.06	7.74	5.95	8.91	6.67	5.86
HE400 A	24.50	22.1	19.9	18.7	16.05	12.3	14.9	10.6	8.22	10.4	8.89	6.84	10.6	9.09	7.00
HE450 A	25.17	23.8	20.4	24.8	21.15	16.3	19.2	12.7	9.82	12.4	10.6	8.17	13.8	11.7	9.09
HE500 A	26.77	24.6	22.1	25.2	22.9	20.2	24.2	16.5	12.7	16.0	13.7	10.6	17.2	14.7	12.1
HE550 A	28.55	25.4	23.5	25.9	23.56	19.4	24.9	20.7	19.2	20.1	17.2	13.5	18.7	16.0	13.3
HE600 A	29.02	26.2	24.1	27.1	25.45	23.4	26.2	22.3	20.7	21.9	18.6	15.0	20.5	17.2	13.7

Tabel 7.8b Determinarea capacitatii de rotire ultime monotone pentru grinzi de tip HEB
Table 7.8b Determination of the ultimate monotonic rotation capacity in case HEB beams

Profil	Lsb = 3000			Lsb = 4000			Lsb = 5000			Lsb = 6000		
	Fe 360	Fe 430	Fe 510	Fe 360	Fe 430	Fe 510	Fe 360	Fe 430	Fe 510	Fe 360	Fe 430	Fe 510
HE120 B	16.67	14.2	11.0	12.5	10.6	8.27	10.0	8.54	6.62	8.33	7.12	5.51
HE140 B	17.52	15.0	11.6	13.1	11.2	8.70	10.51	8.98	7.00	8.76	7.48	5.80
HE160 B	17.70	15.1	11.7	13.2	11.3	8.78	10.62	9.07	7.03	8.85	7.56	5.85
HE180 B	18.55	15.6	12.3	13.9	11.8	9.21	11.13	9.51	7.37	9.28	7.93	6.14
HE200 B	19.50	15.6	12.9	14.6	12.4	9.67	11.69	9.99	7.74	9.74	8.32	6.45
HE220 B	20.47	17.5	13.5	15.3	13.1	10.1	12.27	10.4	8.12	10.2	8.74	6.77
HE240 B	21.70	18.6	14.3	16.0	13.7	10.5	12.87	11.0	8.52	10.7	9.16	7.10

Tabel 7.9 Determinarea capacitatii de rotire ultime monotone pentru stalpi de tip HEA
 Table 7.9 Determination of the ultimate monotonic rotation capacity in case of HEA columns

Profil	np	Lsb = 3000			Lsb = 6000		
		Fe 360	Fe 430	Fe 510	Fe 360	Fe 430	Fe 510
HE 200A	0.05	6.85	5.83	4.46	3.12	2.61	2.1
	0.10	5.49	4.64	3.53	2.30	1.88	1.47
	0.15	5.68	4.78	3.59	2.17	1.74	1.34
	0.20	5.89	4.93	3.67	2.05	1.61	1.25
	0.30	6.41	5.31	3.87	1.85	1.39	1.00
	0.40	7.12	5.84	4.17	1.70	1.22	0.94
HE 220A	0.05	7.63	6.49	4.98	3.53	2.96	2.22
	0.10	6.10	5.17	3.94	2.63	2.17	1.57
	0.15	6.37	5.37	4.06	2.55	2.07	1.45
	0.20	6.64	5.58	4.18	2.47	1.97	1.33
	0.30	7.31	6.09	4.48	2.33	1.80	1.13
	0.40	8.21	6.78	4.91	2.24	1.66	1.08
HE 240A	0.05	8.43	7.17	5.52	3.94	3.32	2.49
	0.10	6.20	5.75	4.39	2.99	2.48	1.82
	0.15	6.75	5.97	4.53	2.93	2.40	1.71
	0.20	7.06	6.23	4.69	2.88	2.33	1.61
	0.30	7.39	6.23	5.10	2.82	2.21	1.44
	0.40	8.21	7.72	5.65	2.85	2.13	1.30
HE 260A	0.05	8.83	7.52	5.79	4.09	3.45	2.61
	0.10	7.04	6.00	4.59	3.12	2.60	1.92
	0.15	7.33	6.20	4.72	3.10	2.55	1.84
	0.20	7.65	6.46	4.88	3.12	2.51	1.76
	0.30	8.54	7.16	5.15	3.14	2.45	1.64
	0.40	9.74	8.12	5.77	3.16	2.45	1.55
HE 280A	0.05	8.96	7.64	5.88	4.13	3.49	2.64
	0.10	7.17	6.09	4.67	3.17	2.65	1.97
	0.15	7.44	6.31	4.81	3.19	2.65	1.93
	0.20	7.75	6.55	4.80	3.21	2.63	1.88
	0.30	8.64	7.27	5.28	3.29	2.64	1.80
	0.40	9.90	8.09	5.95	3.43	2.70	1.77
HE 300A	0.05	10.15	8.65	6.67	4.53	3.84	
	0.10	8.09	6.91	5.31	3.52	2.95	3.73
	0.15	8.34	7.08	5.41	3.56	2.96	2.82
	0.20	8.63	7.31	5.45	3.60	2.97	2.79
	0.30	9.53	8.03	5.58	3.75	3.04	2.77
	0.40	10.96	8.84	6.33	3.98	3.16	2.80
HE 340A	0.05	15.86	13.53	9.33	6.76	5.73	4.42
	0.10	12.46	10.65	7.39	5.24	4.41	3.76
	0.15	12.70	10.79	7.52	5.34	4.49	3.31
	0.20	13.02	11.04	7.71	5.46	4.53	3.31
	0.30	14.18	11.97	8.36	5.78	4.73	3.34
	0.40	16.20	13.64	9.46	6.24	5.03	3.44

Tabel 7.10 Determinarea capacitatii de rotire ultime monotone pentru stalpi de tip HEB

Table 7.10 Determination of the ultimate monotonic rotation capacity in case of HEB columns

Profil	np	Lsb = 3000			Lsb = 6000		
		Fe 360	Fe 430	Fe 510	Fe 360	Fe 430	Fe 510
HE 200B	0.05	15.12	12.85	9.85	6.90	5.78	4.29
	0.10	12.03	10.18	7.73	5.06	4.16	2.98
	0.15	12.57	10.58	7.96	4.84	3.90	2.68
	0.20	13.12	11.00	8.18	4.63	3.65	2.41
	0.30	14.45	12.00	8.75	4.26	3.22	1.95
	0.40	16.25	13.34	9.54	3.97	2.87	1.57
HE 220B	0.05	15.93	13.55	10.41	7.38	6.20	4.64
	0.10	12.71	10.77	8.21	5.50	4.55	3.30
	0.15	13.34	11.26	8.51	5.37	4.37	3.07
	0.20	13.98	11.75	8.82	5.24	4.20	2.84
	0.30	15.55	12.97	9.56	5.03	3.89	2.46
	0.40	17.66	14.60	10.59	4.91	3.66	2.14
HE 240B	0.05	16.89	14.38	11.06	7.84	6.61	4.97
	0.10	13.50	11.45	8.75	5.92	4.93	3.61
	0.15	14.12	11.94	9.06	5.87	4.82	3.43
	0.20	14.82	12.49	9.41	5.81	4.70	3.26
	0.30	16.61	13.90	10.33	5.76	4.52	2.96
	0.40	19.00	15.79	11.57	5.81	4.43	2.73
HE 260B	0.05	17.51	14.92	11.48	7.99	6.74	5.09
	0.10	13.93	11.83	9.06	6.07	5.06	3.74
	0.15	14.49	12.27	9.34	6.09	5.02	3.62
	0.20	15.12	12.77	9.66	6.10	4.97	3.50
	0.30	16.22	14.20	10.62	6.18	4.92	3.30
	0.40	19.48	16.24	12.00	6.39	4.96	3.16
HE 280B	0.05	17.58	14.98	11.54	7.90	6.68	5.06
	0.10	14.00	11.90	9.13	6.06	5.08	3.78
	0.15	14.50	12.29	9.38	6.14	5.10	3.71
	0.20	15.07	12.75	9.68	6.20	5.10	3.64
	0.30	16.76	14.11	10.60	6.41	5.16	3.53
	0.40	19.34	16.19	12.04	6.76	5.32	3.50
HE 300B	0.05	19.26	16.45	12.68	8.34	7.06	5.37
	0.10	15.32	13.03	10.00	6.44	5.41	4.05
	0.15	15.72	13.35	10.21	6.57	5.47	4.02
	0.20	16.24	13.76	10.47	6.69	5.52	3.98
	0.30	17.86	15.06	11.36	7.02	5.69	3.96
	0.40	20.56	17.26	12.89	7.51	5.98	4.01
HE 340B	0.05	27.58	24.45	18.15	11.38	9.65	7.36
	0.10	21.16	19.23	14.15	8.78	7.40	5.57
	0.15	21.95	19.75	14.30	9.03	7.55	5.60
	0.20	22.46	20.10	14.54	9.27	7.70	5.63
	0.30	24.34	22.34	15.59	9.89	8.10	5.75
	0.40	27.78	25.32	17.60	10.77	8.69	6.00

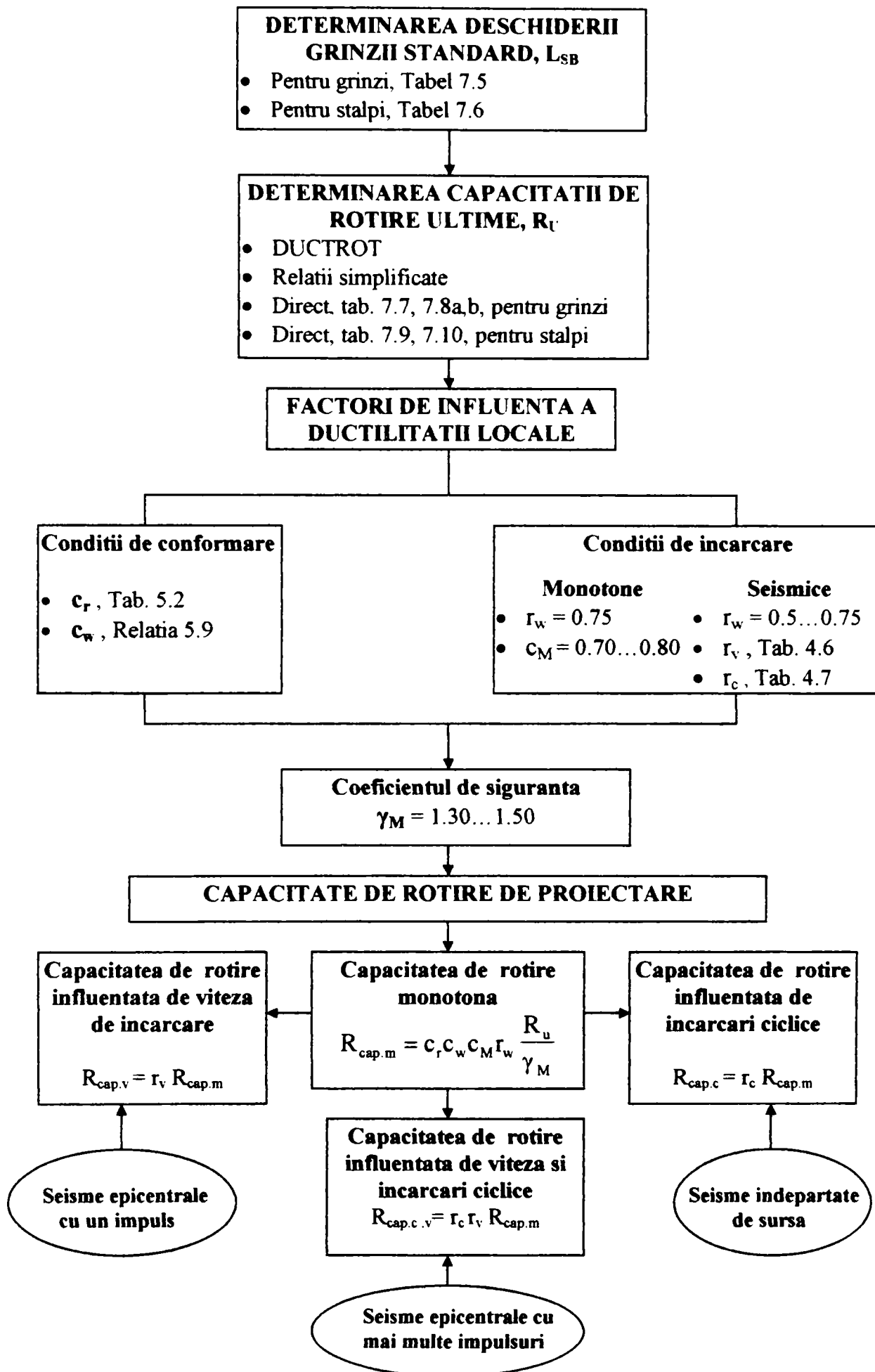


Fig. 7.2 a) Metodologia pentru determinarea capacitatii de rotire plastice
 Fig. 7.2 a) Methodology determining the available rotation capacity

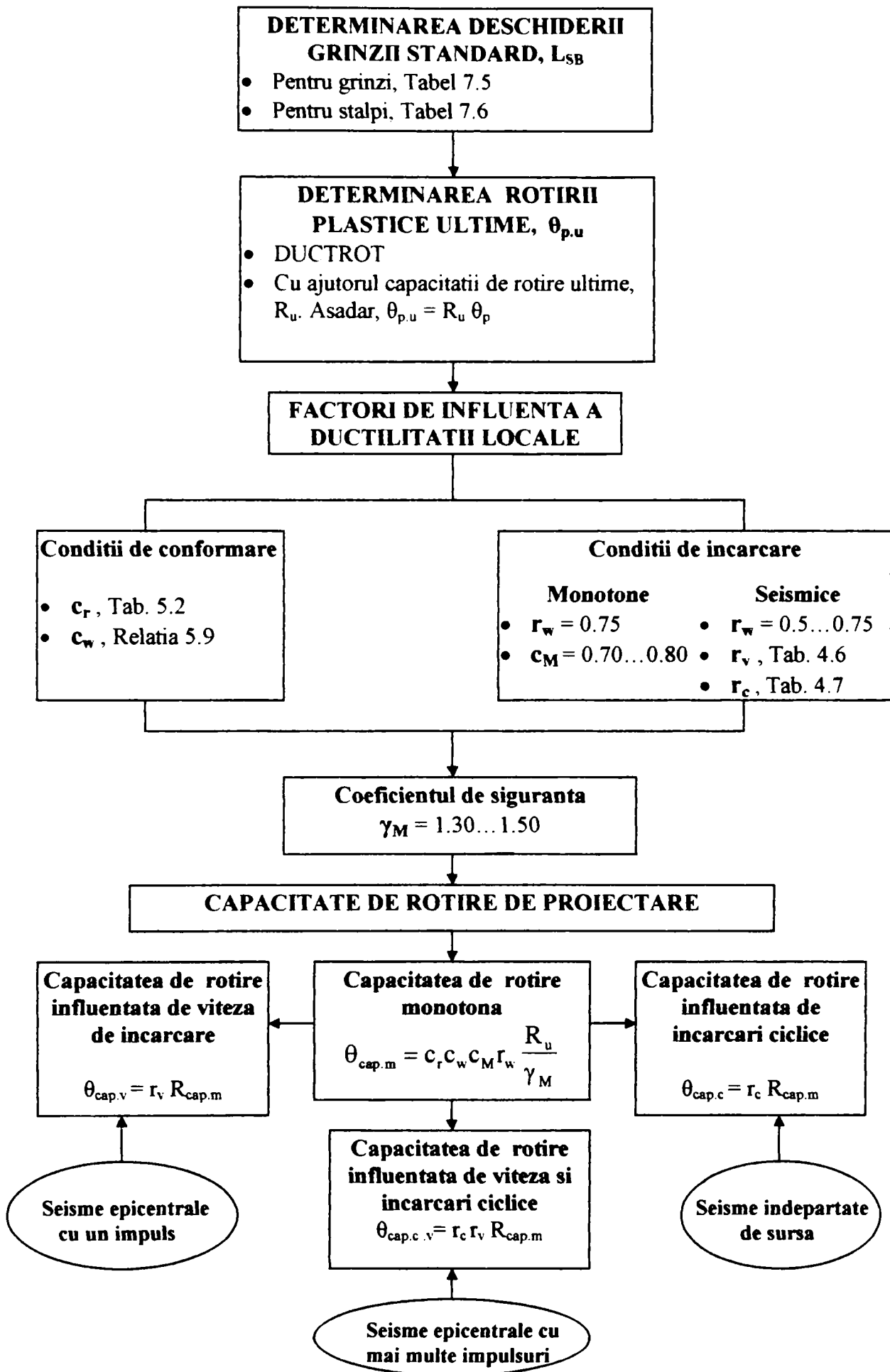


Fig. 7.2 b) Metodologia pentru determinarea capacitatii de rotire plastice
 Fig. 7.2 b) Methodology determining the plastic rotation capacity

Deoarece aplicarea coeficientilor de influenta a ductilitatii locale pot varia capacitatea de rotire a elementului, in figurile 7.3a, 7.4a, se prezinta impactul factorilor care afecteaza ductilitatea asupra proiectarii ductile. Pentru cazul grinzilor se observa o reducere cu 46% a capacitatii de rotire (cand se aplica toti coeficientii de influenta) fata de rotirea ultima monotona a elementului. Pe de alta parte trebuie subliniata contributia favorabila a zonei racordului asupra capacitatii de rotire plastica a profilelor laminate, Fig. 7.3a. Aceleasi remarci se pot face si pentru cazul stalpului, Fig. 7.4a. De asemenea, in figurile 7.3b,c si 7.4c, se prezinta variatia capacitatii de rotire luand in considerare influenta sistemului de incarcare, Fig. 7.3b, si a conditiilor de incarcare a elementului, Fig. 7.3c, 7.4b.

Astfel devine evident, din observatiile diagramelor, faptul ca pentru alegerea corecta a coeficientilor de influenta este necesara stabilirea conditiilor predominante de incarcare si modul lor de influenta asupra comportarii post-elastice a elementului. Dupa ce acestea sunt stabilite, se poate determina, prin metodologia propusa, ductilitatea locala a elementelor.

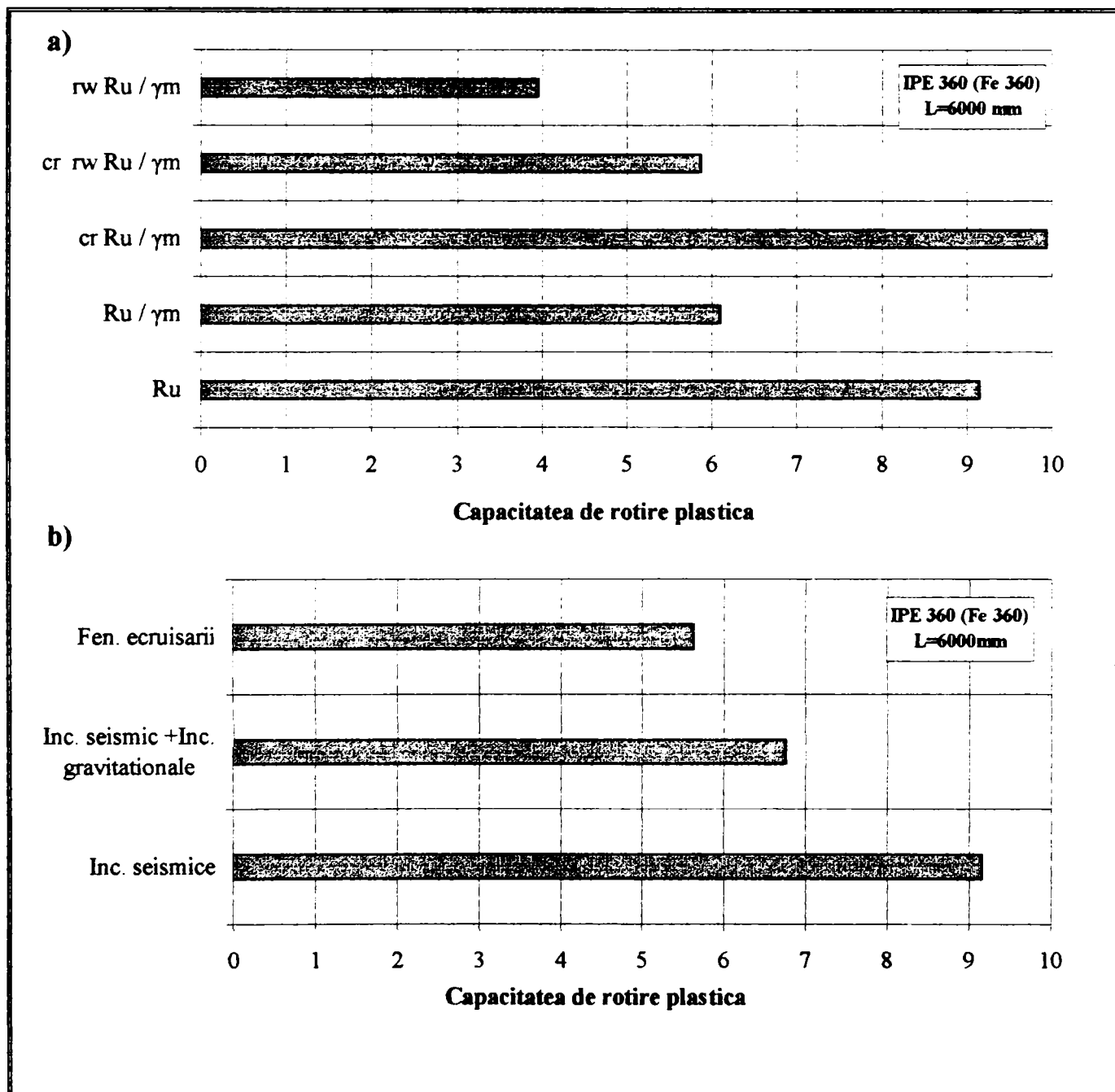


Fig. 7.3 Modul de influenta a diferitelor factori care afecteaza ductilitatea locala asupra proiectarii ductile grinzilor

Fig. 7.3 Influence of different factors affecting local ductility on the ductile design of beams

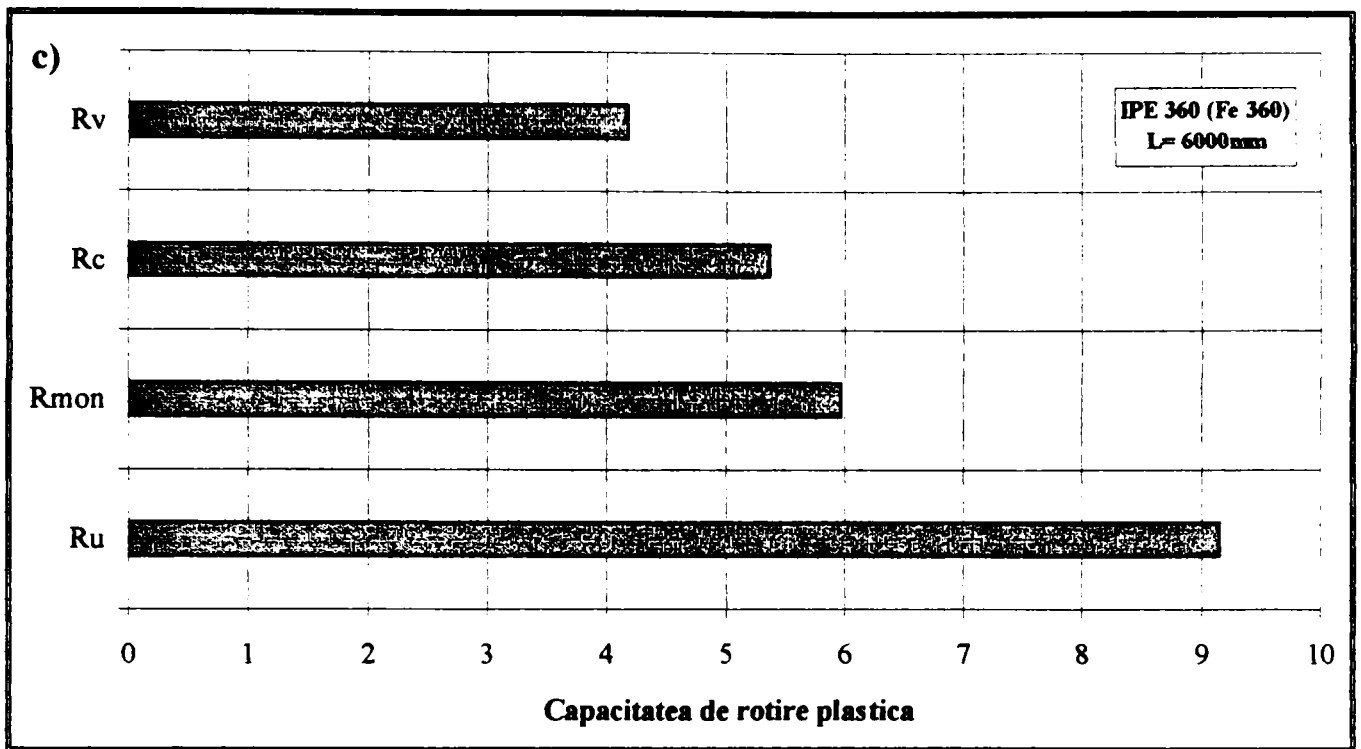


Fig. 7.3 continuare
Fig. 7.3 continued

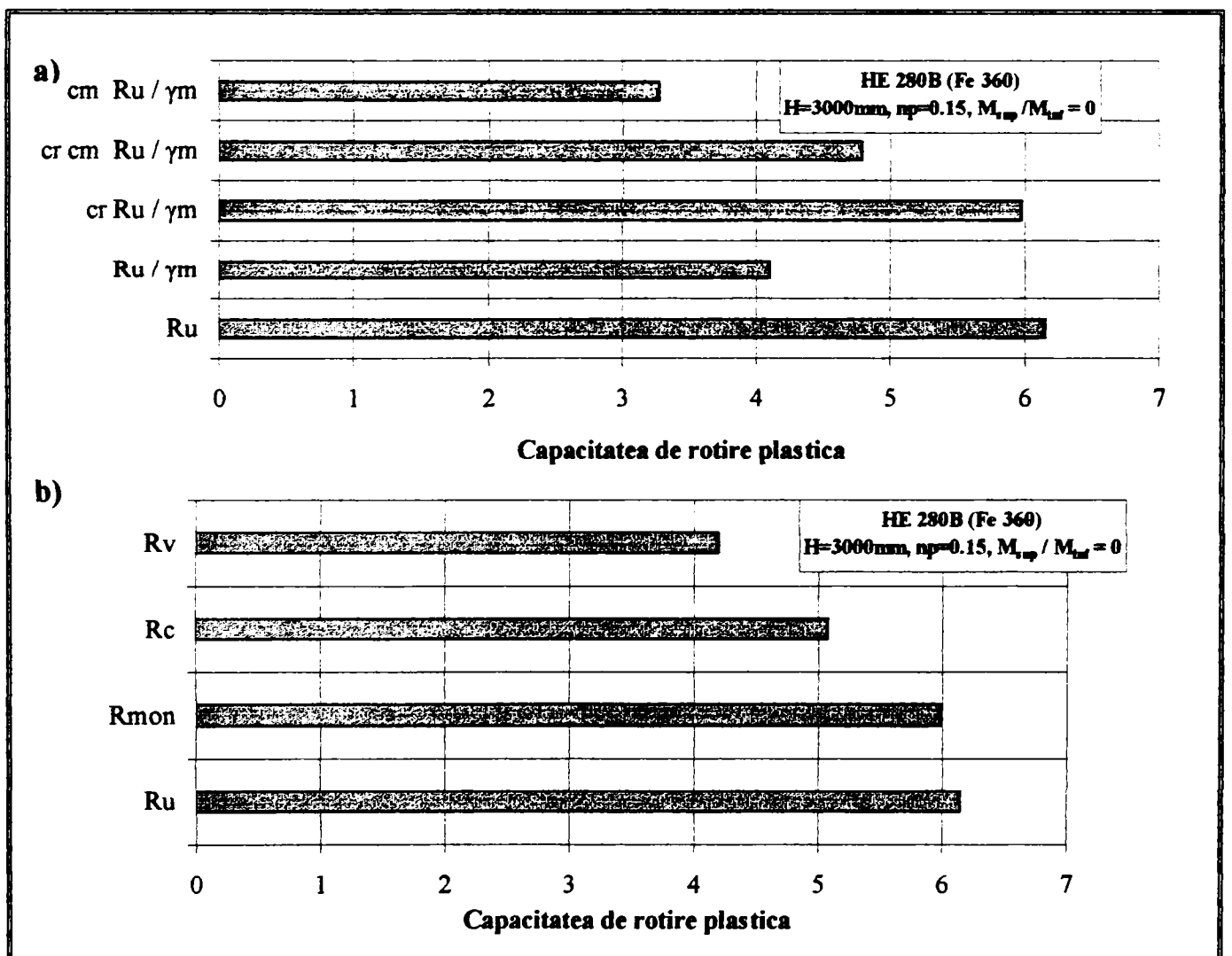


Fig. 7.4 Modul de influența a diferitelor factori care afectează ductilitatea locală asupra proiectării ductile stălpilor

Fig. 7.4 Influence of different factors affecting local ductility on the ductile design of columns

7.3.2 Determinarea ductilitatii necesare

Evaluarea ductilitatii necesare este strict dependenta de dezvoltarea unor relatii care sa tina seama de capacitatea globala de deformare a structurii si cea locala a elementelor componente structurii. Pentru aceasta sunt necesare relatii de tip q-R sau q- θ care realizeaza legatura intre factorul de comportare si rotirea capabila a elementelor.

In cadrul prezentei lucrari nu s-au efectuat studii analitice pentru determinarea unor asemenea relatii, totusi pentru completarea metodologiei se propun relatii simplificate. Conform teoriei Newmark-Hall se pot dezvolta relatii intre factorul de comportare q si capacitatea de rotire necesara, R_{nec} , considerand ca structura este asimilata cu o consola (cazul cadrelor cu stalpi puternic- grinda slaba), Fig. 7.5a.

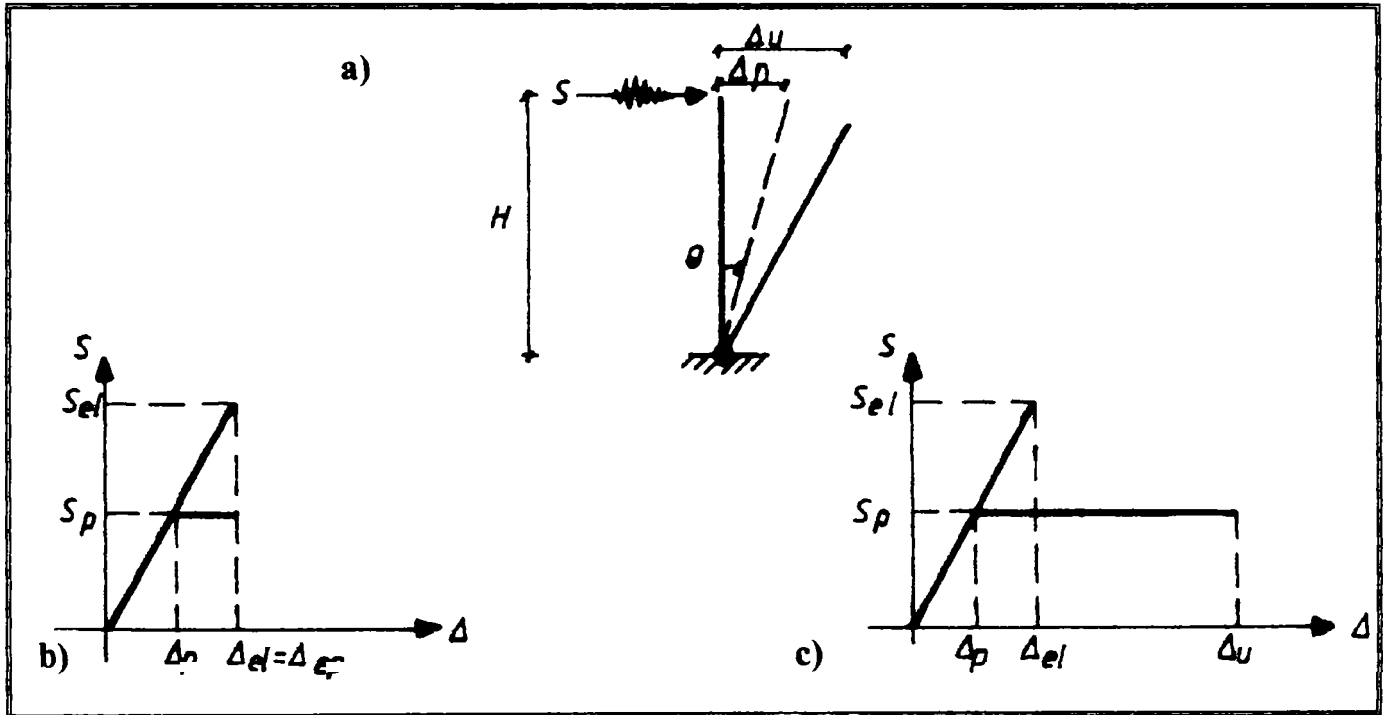


Fig. 7.5 Metoda Newmark-Hall
Fig. 7.5 Newmark-Hall method

Cu ajutorul teoriei factorului de ductilitate, prin egalarea deplasarilor sistemului elastic si cel elastoplastic pentru structurile flexibile, $T > 0.5s$, poate rezulta, Fig. 7.5b:

$$\mu_{\delta} = q \Rightarrow \frac{\Delta_u}{\Delta_p} = q \Rightarrow \frac{\theta_u H}{\theta_p H} = q \quad (7.3a)$$

Deoarece $R_{nec} + 1 = \theta_u / \theta_p$ relatia (7.3a) se poate scrie:

$$R_{nec} = q - 1 \quad (7.3b)$$

Prin egalarea energiilor sistemului elastic si elastoplastic, pentru structurile rigide $T < 0.5s$, rezulta, Fig. 7.5c:

$$W_{pl} = W_{el} \Leftrightarrow \frac{1}{2} \Delta_p S_p + S_p (\Delta_u - \Delta_p) = \frac{1}{2} S_{el} \Delta_{el} \quad (7.4a)$$

Luand in considerare ca $q = S_{el} / S_p$ si $K_{el} = S_{el} / \Delta_{el}$ respectiv $K_p = S_p / \Delta_p$ (K, rigiditatea sistemului), inlocuind in 7.4a dupa calcule se poate obtine capacitate de rotire necesara:

$$R_{nec} = \frac{q^2 - 1}{2} \quad (7.4b)$$

De asemenea in literatura de specialitate sunt propuse asemenea relatii de legatura intre ductilitatea locala-globala, bazate pe sisteme simple (consola) incarcate monoton, in ipoteza cresterii deformatiilor orizontale datorita rotirii articulatiei plastice si nu a cresterii fortei orizontale¹⁶⁰:

$$\mu_\delta = 1.50 \left(\mu_\theta - \frac{1}{3} \right) \quad (7.5)$$

unde:

μ_δ -ductilitatea de deplasare, la nivel de structura;

μ_θ -ductilitatea de rotire, la nivel de element.

Luand in considerare formulele simplificate a lui Newmark-Hall pentru care $\mu_\delta = q$ ($T > 0.5s$) si $\mu_\delta = 0.5(q + 1)^2$, ($T < 0.5s$), se pot dezvolta asemenea relatii de tip q-R. Astfel relatia 7.3 poate fi retranscrisa in termeni de capacitate de rotire si factorul de comportare:

$$R_{nec} = \frac{2}{3}(q - 1), T > 0.5s \quad (7.5a)$$

$$R_{nec} = \frac{1}{3}q^2 + 1, T > 0.5s \quad (7.5b)$$

Relatii simplificate, de tip q-R, dezvoltate in urma unor analize dinamice, luand in considerare ca sistemele reale sunt sisteme cu mai multe grade de libertate, sunt propuse de Cosenza⁴⁴ si Mazzolani-Piluso⁵⁰; pentru structuri multietajate:

$$R_{nec} = \frac{3}{2}(q - 1) \quad (7.6)$$

In figura 7.6a se prezinta variatia formulelor simplificate determinate pentru sisteme simple de tip consola cu un grad de libertate, iar in figura 7.6b relatia simplificata (7.6) obtinuta pentru sisteme cu MMGL. Se observa ca relatiile stabilite pentru sistemele simple de tip consola reprezinta limitele exterioare respectiv interioare, iar relatia (7.6), care este independenta de perioada structurii, se afla intre aceste limite, Fig. 7.6c. Pentru a stabili valabilitatea relatiei (7.6), ea se reprezinta intr-o diagrama logaritmica in care punctele sunt stabilite in urma unor analize a structurilor cu MMGL (cadre regulate cu 3,5,10, etaje)¹⁶¹ folosand accelerograme artificiale. Se poate observa din figura 7.7 o dispersie semnificativa a rezultatelor, greu de descris, insa relatia simplificata (7.6) stabileste corespunzator legatura intre factorul de comportare si capacitate de rotire. Aceasta dispersie a rezultatelor se datoreaza formei accelerogramelor folosite, modelarii caracteristicilor inelastice a

elementelor¹⁶¹. Insa relatia (7.6) corespunde mai bine rezultatelor din figura 7.7 in comparatia cu relatia (7.4b) stabilita pentru sisteme SSGL.

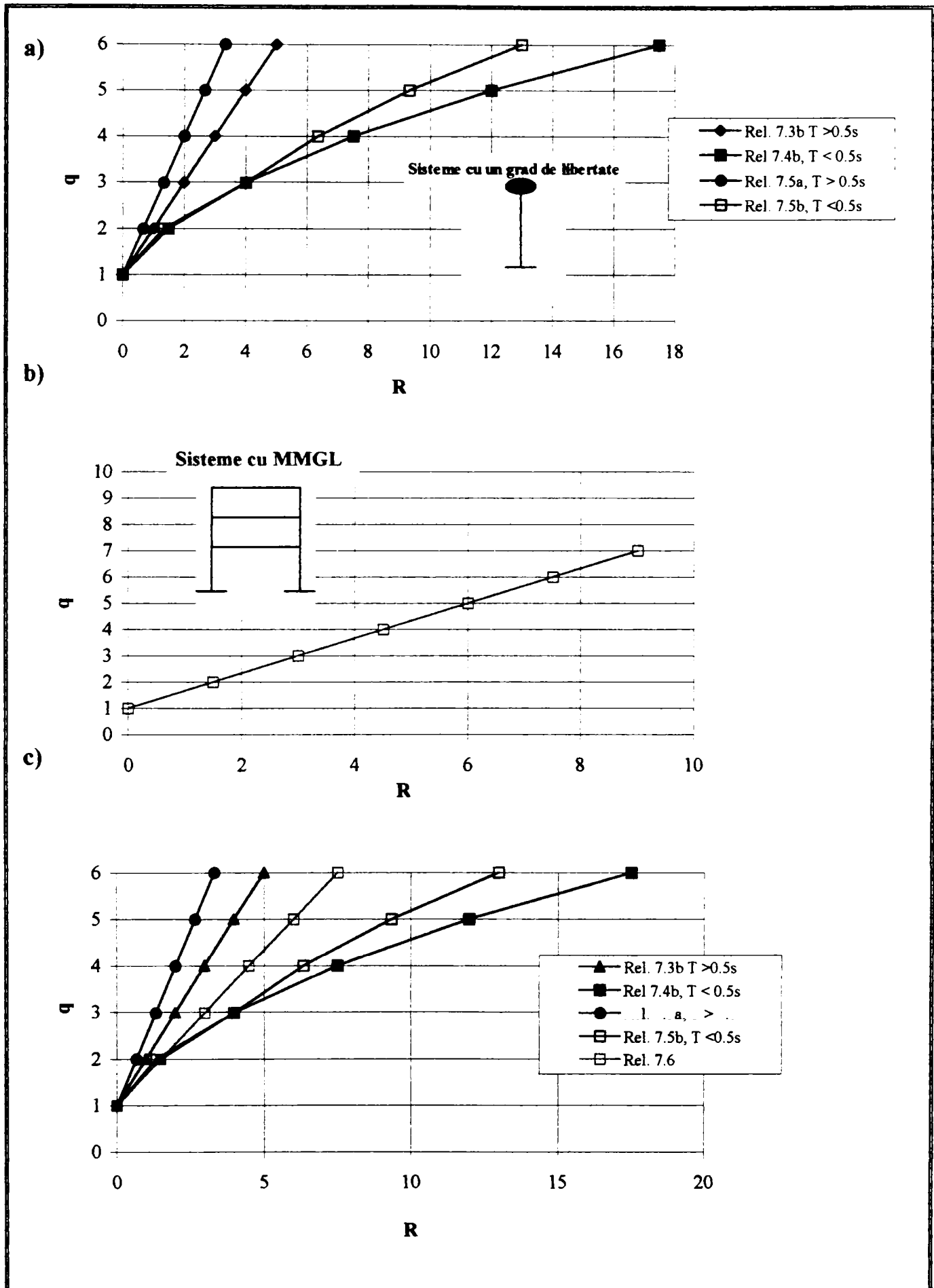


Fig. 7.6 Diferente relatii de legatura q-R
Fig. 7.6 Different relationships q-R

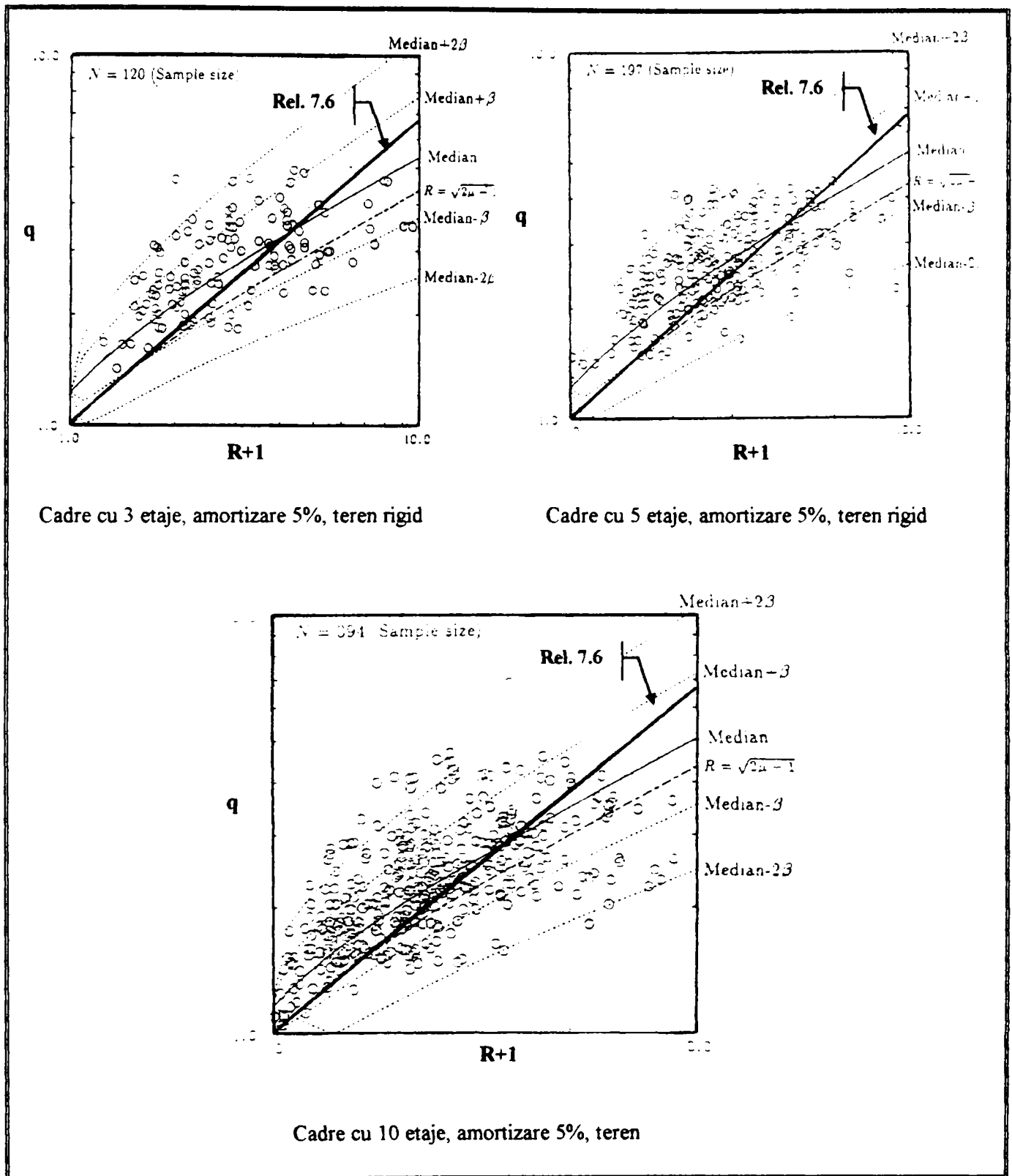


Fig. 7.7 Corelarea relatiei 7.6 cu datele obtinute din analize dinamice cu accelerograme artificiale

Fig. 7.7 Correlation between the relationship 7.6 and results obtained by dynamic analysis using artificial accelerograms

In figura 7.8, folosand relatia (7.6), se prezinta legatura intre factorul de comportare, clasa de ductilitate si clasa de rezistenta-stabilitate locala conform conceptului propus in tabelul 7.3.

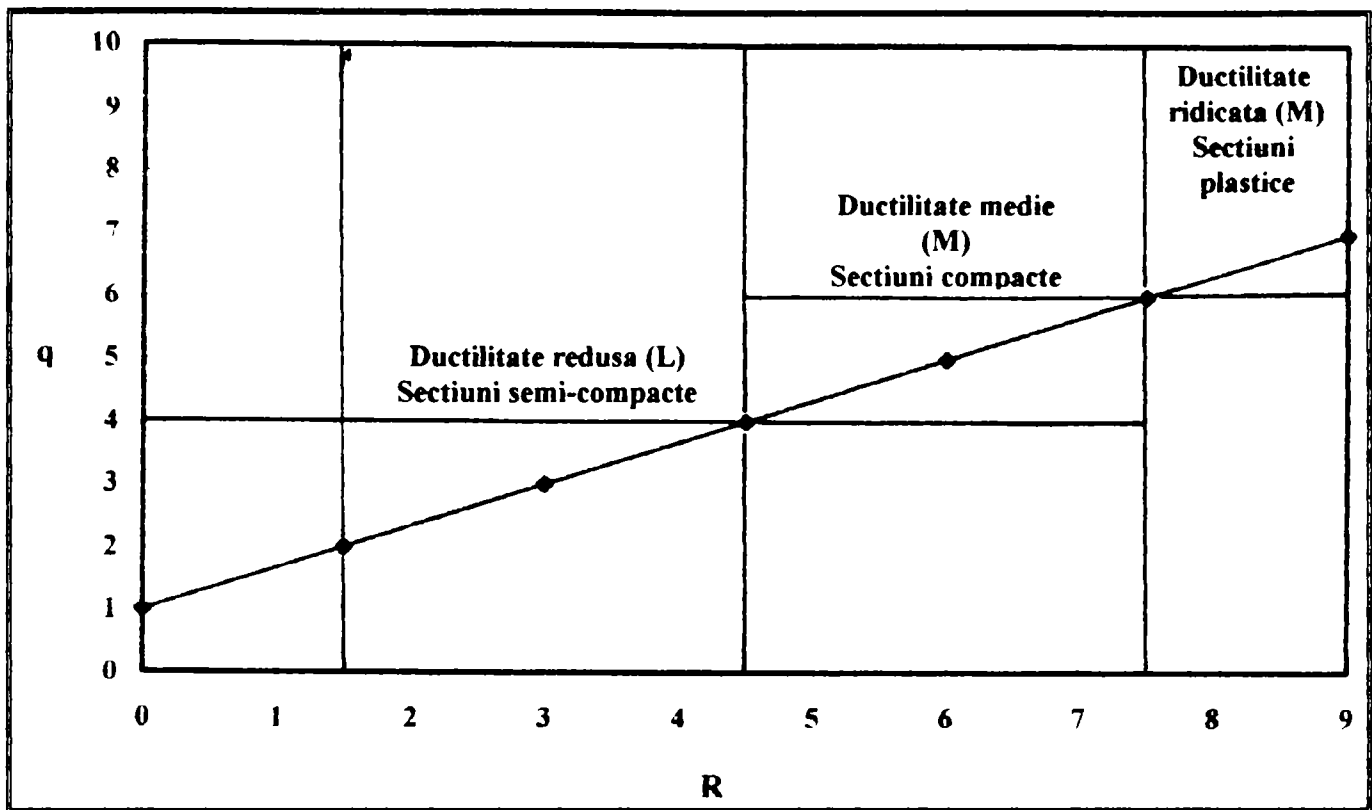
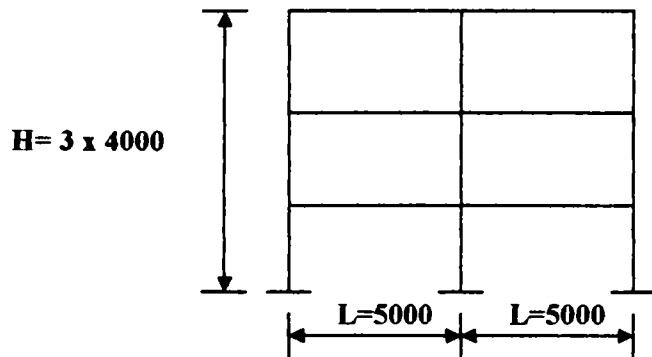


Fig. 7.8 Relatie q-R
Fig. 7.8 Relationship q-R

7.4 Exemplu de calcul

Scopul verificarii de calcul este sa ilustreze, pentru proiectarea curenta, modul de determinare si de verificare a ductilitatii locale, rezultata din capacitatea de rotire a elementelor, si a celei globale, impusa de conditiile exterioare de incarcare. Se considera un cadru cu 3 etaje-2 deschideri rezultat dintr-un calcul de rezistenta considerand un factor de comportare $q = 5$, conform EC-8 pentru cadre necontravantuite. Caracteristicile cadrului sunt prezentate in figura 7.9a. De asemenea se face ipoteza ca acest cadru este amplasat intr-o zona cu seisme de tip epicentral (seisme de tip soc cu unu sau mai multe impulsuri, aplicarea incarcarii cu viteza etc), iar ulterior pentru efectuarea analizei dinamice se vor folosi accelerogramele Northridge (Canyon Country, N90W, $a_g = 0.455g$, $v = 40.5$ cm/sec) pentru cazul cutremurului cu un impuls, Fig. 7.10a, si accelerograma Kobe (JMA, N-S, $a_g = 0.239g$, $v = 62.8$ cm / sec) pentru cazul cu mai multe impulsuri, Fig. 7.10b.

Deoarece cadrul considerat este un cadru normal, CN, (cum a rezultat din analizele dinamice in capitolul 4) se permite dezvoltarea articulatiilor plastice la stalpii diferitelor etajelor, criteriul dezvoltarii unui mecanism global putand fi nerespectat. Astfel, pentru acest tip de cadru este suficient sa se asigure ductilitatea locala. In continuare se prezinta modul de determinare si de verificare a ductilitatii locale folosand pentru evaluarea ductilitatii necesare, fie metoda simplificata, fie metoda exacta.



Stalp	Grinda	Material	$M_{pl. Rd. c} / M_{pl. Rd. b}$	g (KN/m)	Masa (t)
HE 240B	IPE 330	Fe 360	1.31	32	25.60

Fig. 7.9 Cadru considerat
Fig. 7.9 Analyzed frame

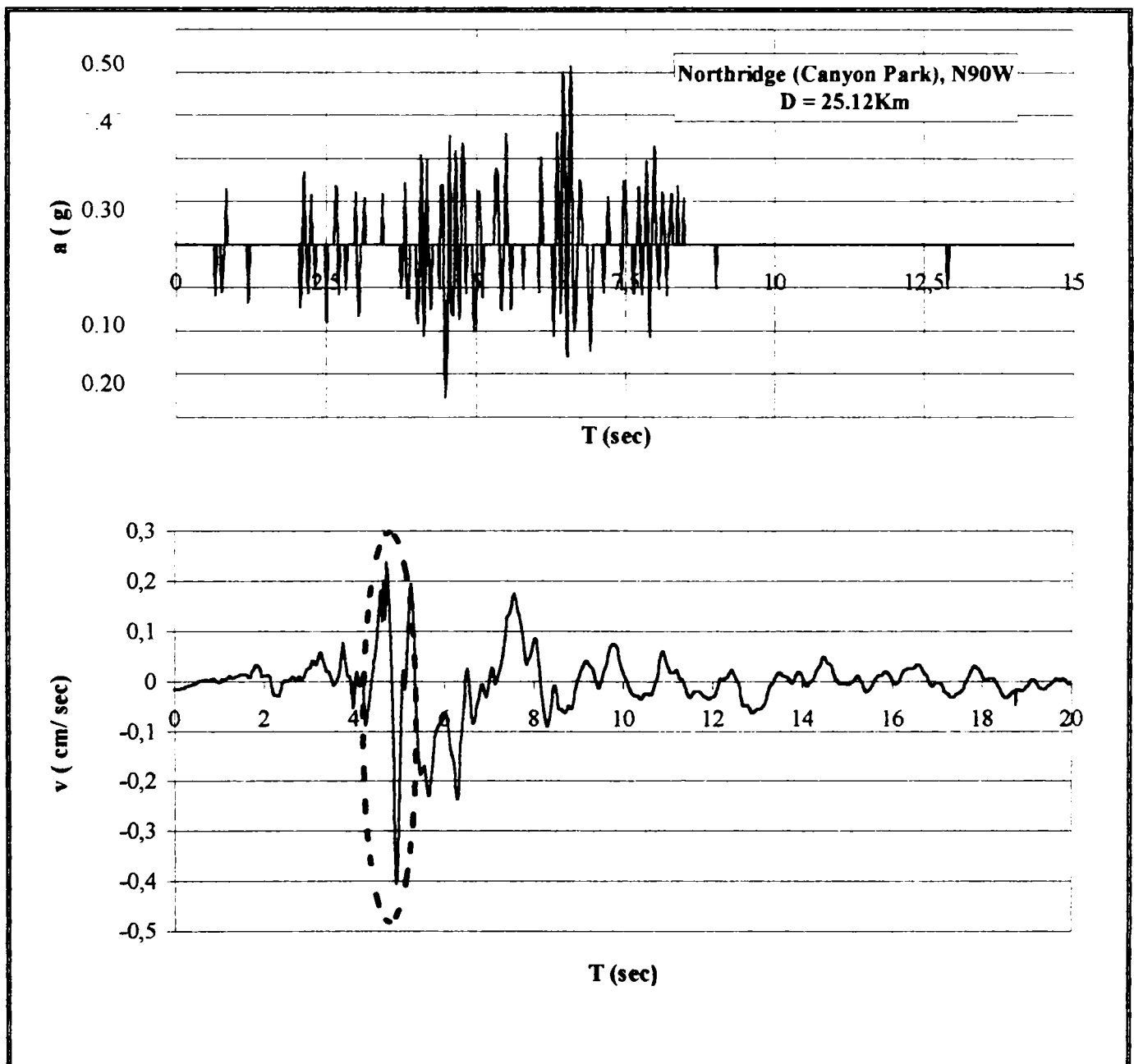


Fig. 7.10 Accelerogram considerate. a) Northridge (Canyon Country)
Fig. 7.10 Considered ground motion. a) Northridge (Canyon Country)

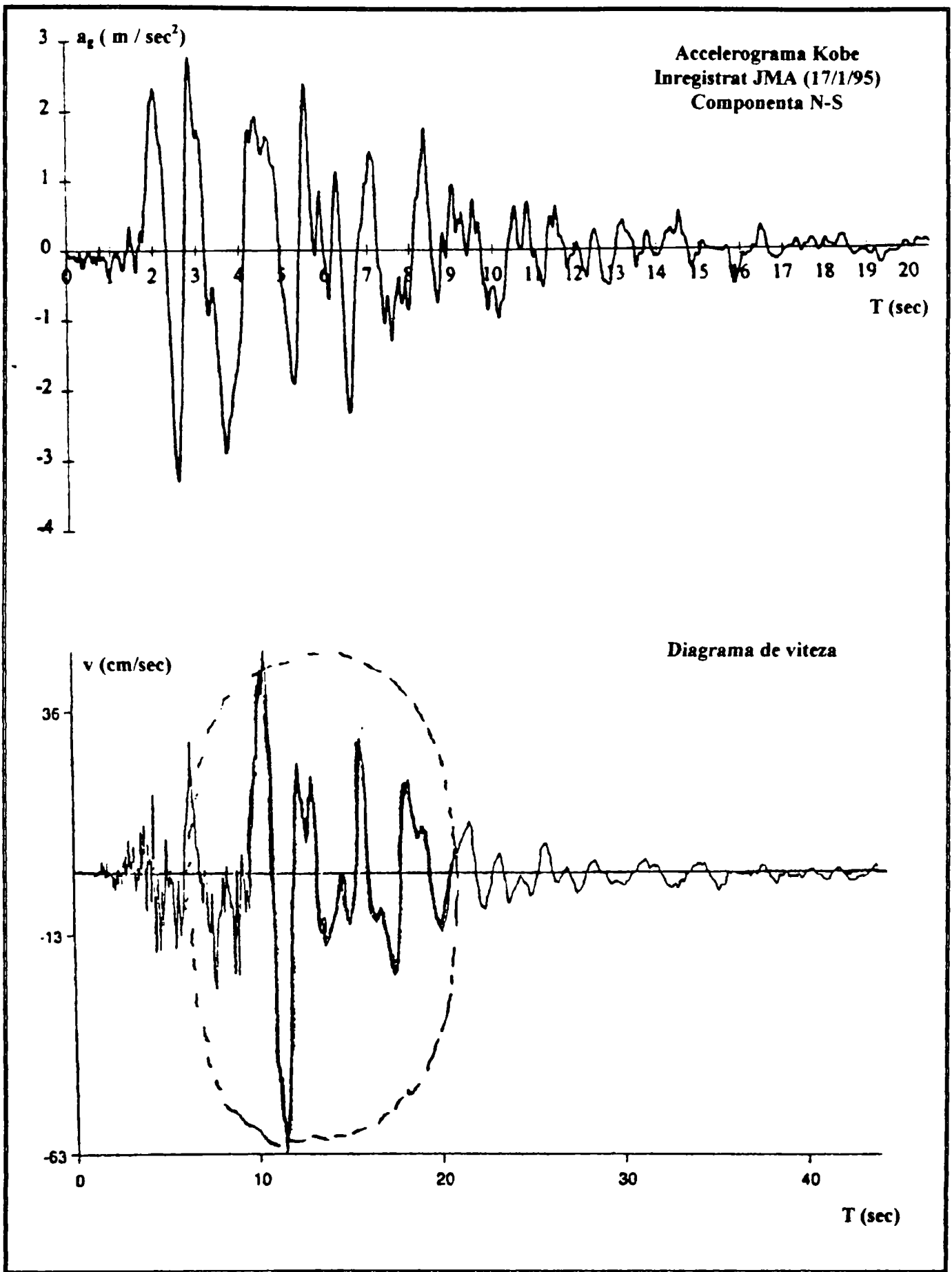


Fig. 7.10 continuare. b) Kobe JMA
Fig. 7.10 continued. b) Kobe JMA

7.4.1 Verificarea ductilitatii in cazul seismului epicentral cu un impuls

(i) Metoda simplificata

Conditiiile de asigurare a ductilitatii locale constau in respectarea urmatoarelor inegalitatii:

$$R_{cap} \geq R_{nec}$$

$$R_{cap} \leq R_r$$

Pentru determinarea ductilitatii necesare se foloseste relatia 7.6:

$$R_{nec} = \frac{3}{2}(q - 1)$$

Avand in vedere faptul ca structura este dimensionata pentru un $q = 5$, rezulta:

$$R_{nec} = \frac{3}{2}(5 - 1) = 6$$

Pentru determinarea ductilitatii capabile este necesara admiterea unei ipoteze de distributie a articulatiilor plastice pe elementele cadrului, in acest mod evaluandu-se starea de deformare post-elastica cea mai defavorabila. Evident aceasta distributie se face functie de tipul cadrului (de ex. pentru cadre speciale se considera un mecanism global, pentru cadre normale se considera articulatii plastice la stalpii etc). Pentru cadru considerat, fiind cadru normal, se admit articulatii plastice la stalpii, la ambele capete in cazul stalpilor centrali si numai la baza la stalpi exteriori, Fig. 7.11a,c, iar pentru grinzile se considera situatii cand articulatiile sunt dezvoltate la ambele capete sau numai la un capat (Fig. 7.11a,b).

A) Determinarea capacitatii de rotire a grinzilor

1A) Determinarea deschiderii grinzii standard, L_{SB} .

Pentru grinzile 4-5, 5-6, se considera ca momentele la capetele grinzii se dezvolta egal, $s = 1.0$, iar functie de raport M_p / qL^2 din tabelul 7.5 rezulta:

$$M_p / qL^2 = 0.369, s=1.0 \rightarrow (\text{Tab. 7.5}) \rightarrow L_{SB,L} / L = 1.255; L_{SB,R} / L = 0.745$$

$$L_{SB,L} = 5020\text{mm}; L_{SB,R} = 2980\text{mm}$$

Pentru grinzile 7-8, 8-9, se considera ca momentul plastic este atans numai la un capat, de ex. grinda 7-8, $M_8 = M_p$ si $M_7 < M_p$. Daca se considera ca $M_7 = 0.50M_p$ cu ajutorul relatiei (4.4) se determina deschiderea grinzii standard:

$$x_i = 0.556L \rightarrow L_{SB} = 2 x_i = 4450\text{mm}$$

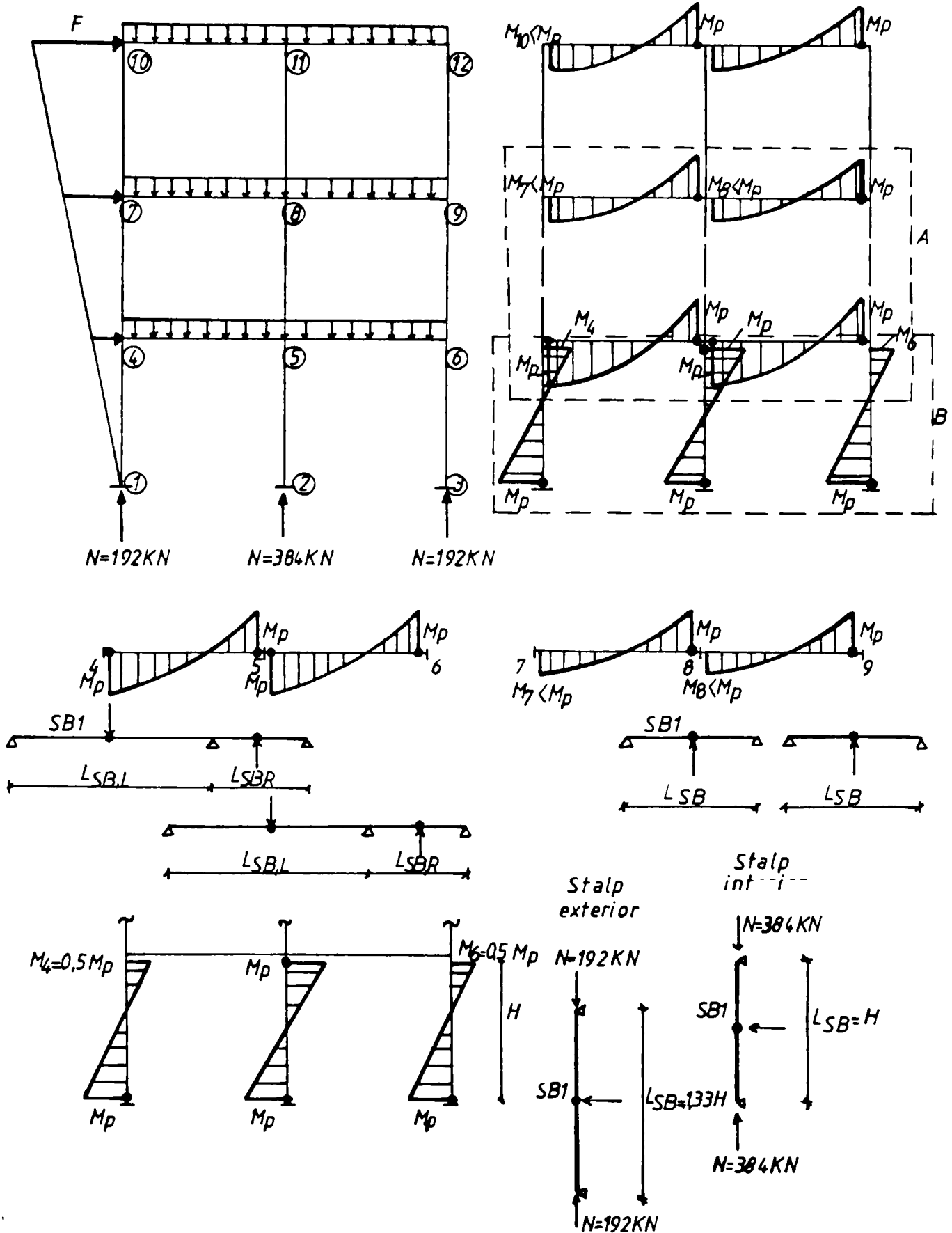


Fig. 7.11 a) Mecanismul plastic presupus, b) Modul de lucru a grinziiilor si calculul deschiderii grinzii standard, c) Modul de lucru a stalpilor si calculul deschiderii grinzii standard
 Fig.7.11 a) Possible plastic mechanism, b) Behaviour of the actual beam and determination of standard beam span, c) Behaviour of the actual column and determination of standard beam span

2A) Determinarea capacitatii de rotire ultime

Se calculeaza capacitatea de rotire ultima a grinzilor cu ajutorul tabelului 7.7. Prin interpolare pentru IPE 330, Fe 360, se poate gasi :

Grinda 4-5:

pentru articulatia plastica din capatul stang al grinzii, $R_{4,u} = 9.50$

pentru articulatia plastica din capatul drept al grinzii, $R_{5,u} = 15.87$

Grinda 7-8:

pentru articulatia plastica din capatul drept al grinzii, $R_{8,u} = 10.83$

Astfel, pentru verificarea ductilitatii locale se ia capacitatea de rotire minima a articulatiilor plastice formate la grinzi, pentru distributia considerata, rezultand:

$$R_u = 9.50$$

3A) Aplicarea factorilor de influenta

Dupa stabilirea capacitatii de rotire ultime a elementului, din conditii de incarcare monotone, se aplica succesiv factori de influenta a ductilitatii :

-Factor de conformare:

Influenta zonei de racord intre inima-talpa care se ia egal cu $c_r = 1.67$ (Tab. 5.2)

-Factori de incarcare:

Influenta vitezei de incarcare: deoarece se considera ca structura este amplasata intr-o zona avand seisme cu caracteristici de impuls (Northridge, Fig. 7.10a), se aplica coeficientul $r_v = 0.80$ ($10^{-1} < \varepsilon < 0.5 \times 10^{-2}$, Tab. 4.6).

Influenta nedezvoltarii complete a mecanismului inimii: se alege $r_w = 0.65$, deoarece deschiderea grinzii elementului este mica si ruperea se produce la primul ciclu, acest ultim fenomen fiind insotit si de cresterea limitei de curgere.

Factorul de siguranta, γ_M , se ia egal cu valoare minima, 1.30, deoarece incertitudinile calculului sunt reduse, fiind partial acoperite prin considerarea coeficientilor r_v si r_w .

Astfel se obtine capacitatea de rotire a grinzii, influentata de viteza de incarcare:

$$R_{cap,v} = c_r r_w r_v \frac{R_u}{\gamma_M} = 6.35$$

$$R_{cap} = 6.35 > R_{nec} = 6.0$$

Pentru a elimina posibilitatea aparitiei unei fisuri la talpa comprimata sau intinsa in timpul incarcarii, care nu va permite dezvoltarea completa a capacitatii de rotire a grinzii se verifica daca:

$$R_{\text{cap}} \leq R_r$$

Cu ajutorul relatiilor (4.19a), (4.20a) se poate stabili capacitatea de rotire de rupere:

$$\theta_{u,r} = 1.5\chi \left(\frac{f_u}{f_y} - 1 \right)^2 \left(\frac{\ell}{t_f} \right)^2 \varepsilon_u^2 = 0.181 \text{ (rad)}$$

unde:

β - se ia din tabel 5.2, $\beta = 1.121$

δ - 0.812... 0.817 pentru profile laminate de tip IPE

$\chi = \beta b / \delta d = 0.358$

$\ell = \beta b = 89.68$

$t_f = 11.5 \text{ mm}$

$f_u / f_y = 1.531$ (Fe 360)

$\varepsilon_u = 0.14$ (Anexa I)

Asadar, rotirea de rupere rezulta:

$$R_r = \frac{c_r \gamma_w \gamma_v}{\gamma_M} \left(\frac{\theta_{u,r}}{\theta_p} - 1 \right) = 11.60$$

$$R_{\text{cap}} = 6.35 < R_r = 11.60$$

Prin urmare grinzile verifica ambele criteriile de ductilitate.

B) Determinarea capacitatii de rotire a stalpilor

Stalpii exteriori (1-4, 3-6)

1B) Determinarea deschiderii grinzii standard, L_{SB} .

Se stabileste deschiderea grinzii standard. Astfel, avand in vedere distributia admisa, Fig. 7.11a,c, se considera un caz defavorabil posibil produs in cazul stalpilor exteriori de la parter (care au si inaltimea cea mai mare) admitand un raport $M_4 / M_p = -0.50$ ($M_{\text{sup}} / M_{\text{inf}} = -0.50$). Cu ajutorul tabelului 7.6 rezulta:

$$M_{\text{sup}} / M_{\text{inf}} = -0.50 \rightarrow (\text{Tab. 7.6}) \rightarrow L_{SB} = 1.33H \rightarrow L_{SB} = 5320 \text{ mm}$$

2B) Determinarea capacitatii de rotire ultime

Se calculeaza capacitatea de rotire ultima a stalpilor exteriori, direct, cu ajutorul tabelului 7.10. Prin interpolare pentru HE 240B, Fe 360, $n_p = 0.078$, rezulta:

$$R_u = 8.91$$

3B) Aplicarea factorilor de influenta

Se aplica factori de influenta a ductilitatii locale functie de conditiile de proiectare admise:

-Factor de conformare:

Influenta racordului intre talpa-inima, $c_r = 1.49$ (Tab. 5.2)

Factori de incarcare:

-Influenta vitezei de incarcare, se alege $r_v = 0.80$ ($10^{-1} < \varepsilon < 0.5 \times 10^2$, $M_{sup} / M_{inf} = -0.50$, $n_p \leq 0.15$, Tab.4.6)

Factorul de siguranta, γ_M , se ia egal cu valoarea maxima, 1.50, conservativ, deoarece stalpii asigura stabilitatea cadrului (in cazul cadrelor normale, care pot forma mecanisme de etaj, articulatiile plastice trebuie sa aiba suficienta capacitate de rotire pentru a nu periclita stabilitatea cadrului in momentul dezvoltarii mecanismului).

Rezulta:

$$R_{cap.v} = c_r r_v \frac{R_u}{\gamma_M} = 7.08$$

Comparand capacitatile de rotire rezulta ca stalpii exteriori asigura prima conditie de ductilitate:

$$R_{cap} = 7.08 > R_{nec} = 6.0$$

Pentru a elimina aparitia unor fisuri care nu vor permite dezvoltarea completa a capacitatii de rotire a profilului se verifica daca $R_{cap} \leq R_r$. Asadar, cu ajutorul relatiilor (4.19b) si (4.20a) se calculeaza:

$$\theta_{u,r} = 1.5\chi \left(m_N \frac{f_u}{f_y} \frac{1 - n_p^2 (f_y/f_u)^2}{1 - n_p^2} - 1 \right)^2 \left(\frac{\ell}{t_f} \right)^2 \varepsilon_u^2 = 0.217 \quad (\text{rad})$$

unde:

$$\beta = 0.965 \text{ (Tab. 5.2)}$$

$$\delta = 1.0, \text{ pentru profile de tip HE-B respectiv HE-A}$$

$$\chi = \beta b / \delta d = 0.562$$

$$\ell = \beta b = 115.80$$

$$t_f = 17.0 \text{ mm}$$

$$n_p = 0.078 \rightarrow m_N = 1.0 \text{ (Anexa A. VI.2)}$$

$$f_u / f_y = 1.531 \text{ (Fe 360)}$$

$$\varepsilon_u = 0.14, \text{ pentru Fe 360}$$

$$R_r = \frac{c_r r_v}{\gamma_M} \left(\frac{\theta_{u,r}}{\theta_p} - 1 \right) = 10.28$$

unde: $\theta_p = 0.01557 \text{ rad}$ (Anexa A.X.1)

Prin urmare a doua conditie de verificare se respecta: $R_{cap} = 7.08 < R_r = 10.28$

Stalpii interior (2-5)

Se procedeaza in mod asemanator ca si in cazul anterior. Pentru calculul deschiderii grinzii standard, se considera ca la ambele capete se formeaza articulatii plastice, $M_{sup} / M_{inf} = 1.0$, (datorita faptului ca stalpul central este mai puternic solicitat din incarcari gravitationale).

$$M_{sup} / M_{inf} = 1.0 \rightarrow (\text{Tab. 7.6}) \rightarrow L_{SB} = 1.0H \rightarrow L_{SB} = 4000 \text{ mm}$$

Capacitatea de rotire ultima se determina din tabelul 7.10, prin interpolare, pentru HE 240B, Fe 360, $np = 0.154$:

$$R_u = 11.37$$

Se aplica aceiasi factori de influenta a ductilitatii, ca si in cazul stalpilor exteriori:

$$R_{cap} = c_r r_v \frac{R_u}{\gamma_M} = 8.92$$

unde:

$$c_r = 1.49$$

$$r_v = 0.79 \quad (10^{-1} < \varepsilon < 0.5 \times 10^2, M_{sup} / M_{inf} = -1.0, np > 0.15, \text{Tab.4.6})$$

Comparand capacitatile de rotire rezulta: $R_{cap} = 8.92 > R_{nec} = 6.0$

Se calculeaza capacitate de rotire de rupere:

$$\theta_{u,r} = 1.5\chi \left(m_N \frac{f_u}{f_y} \frac{1 - n_p^2 (f_y / f_u)^2}{1 - n_p^2} - 1 \right)^2 \left(\frac{\ell}{t_f} \right)^2 \varepsilon_u^2 = 0.160 \text{ (rad)}$$

unde:

$\beta, \chi, \delta, \ell, f_u / f_y$ au aceleasi valori ca si in cazul stalpilor interiori.

$$np = 0.154 \rightarrow m_N = 0.939 \text{ (Anexa A.VI.2)}$$

$$R_r = \frac{c_r r_v}{\gamma_M} \left(\frac{\theta_{u,r}}{\theta_p} - 1 \right) = 9.95$$

unde: $\theta_p = 0.0117 \text{ rad}$ (Anexa A.X.1)

Asadar, se verifica si a doua conditia de ductilitate: $R_{cap} = 8.92 < R_r = 9.95$.

In urma verificarii criteriilor de ductilitate toate elementele (grinzi, stalpi) respecta conditiile de ductilitate, luand in considerare conditiile reale de proiectare. Pentru stabilirea ductilitatii necesare s-a folosit o relatie simplificata. In continuare se foloseste o metoda exacta pentru verificarea criteriilor de ductilitate.

(ii) Metoda exacta

Conditiiile de asigurare a ductilitatii locale constau in :

$$\theta_{cap} \geq \theta_{nec}$$

$$\theta_{crit.f} \leq \theta_{r.f}$$

Pentru determinarea ductilitatii necesare se efectueaza o analiza dinamica cu ajutorul programului DRAIN-2D folosand accelerograma Northridge, Fig. 7.10a. Se considera ca accelerograma este normalizat la acceleratia reala, $\lambda = 1.0$. In urma analizei dinamice se obtin rotirile necesareale grinzilor si stalpilor, Fig. 7.12:

pentu grinda: $\theta_{nec} = 0.0152$ (rad)

pentru stalpii exteriori: $\theta_{nec} = 0.0102$ (rad)

pentru stalpii exteriori: $\theta_{nec} = 0.0123$ (rad)

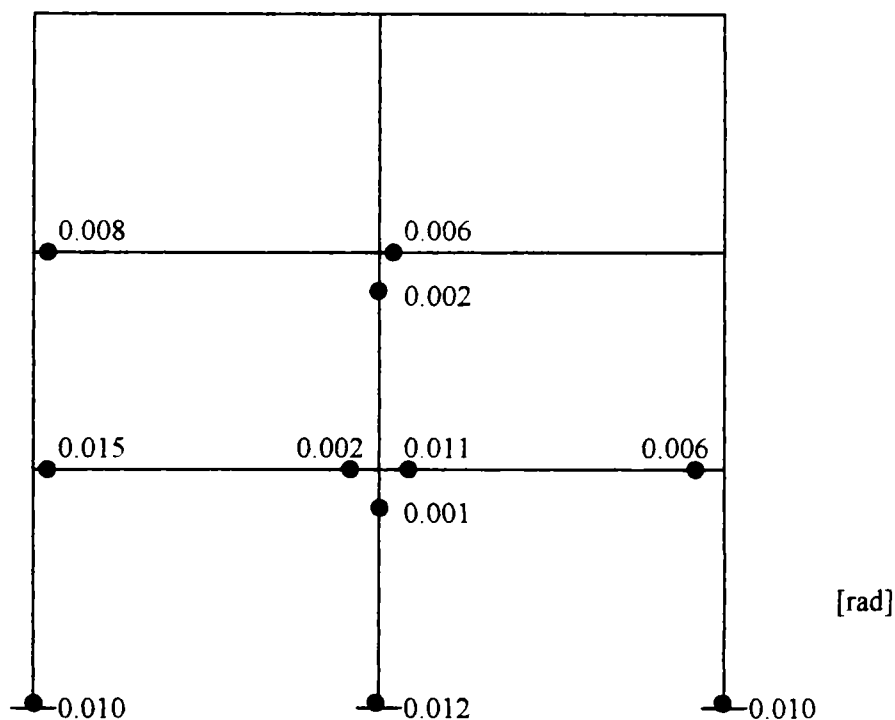


Fig. 7.12 Rotirile necesare grinzilor si stalpilor
Fig. 7.12 Rotation demands at the beam and column ends

Din figura 7.7 se observa ca ipotezele de distributie a articulatiilor plastice in cazul metodei simplificate sunt respectate, cadrele normale neputand forma un mecanism global. Avand stabilite rotirile necesare se trece la evaluarea rotirilor capabile ale elementelor ce alcatuiesc structura.

Determinarea rotirilor capabile a grinzilor (4-5, 5-6)

Determinarea deschiderii grinzii standard, L_{SB} , se face prin procedeul descris anterior, in cazul metodei simplificate (1A). Determinarea rotirii capabile, θ_{cap} , se poate face, fie urmand schema din figura 7.2b, fie direct cu ajutorul capacitatii de rotire capabile (stabilita in 3A):

$$\theta_{cap} = R_{cap} \theta_p = 0.0625 \text{ (rad)}$$

unde:

$$R_{cap} = 6.35, \text{ determinat in (3A)}$$

$$\theta_p = 0.00985 \text{ rad (Anexa A.X.1)}$$

Comparand rotirile rezulta:

$$\theta_{\text{cap}} = 0.0625 > \theta_{\text{nec}} = 0.0152 \quad (\text{rad})$$

Pentru a elimina posibilitatea aparitiei fisurii la talpile profilului in timpul incarcarii se verifica:

$$\theta_{\text{crit.f}} \leq \theta_{\text{r.f}}$$

Astfel, cu ajutorul relatiei (4.15) se poate calcula rotirea critica a talpii, $\theta_{\text{crit.f}}$:

$$\theta_{\text{crit.f}} = 2 \left(\frac{\theta_u}{\gamma_M \chi} \right)^{1.2} = 0.788 \quad (\text{rad})$$

unde:

$$\theta_u = (R_{\text{cap}} + 1) \theta_p = (6.35 + 1) 0.00985 = 0.00724 \quad (\text{rad})$$

$$\gamma_M = 1.30$$

$$\beta = 1.121, \quad (\text{Tab. 5.2 pentru profilul IPE 330})$$

$$\delta = 0.815$$

$$d = 307 \text{ mm}$$

$$\chi = \beta b / \delta d = 0.358$$

Pentru calculul rotirii de rupere, $\theta_{\text{r.f}}$, se foloseste relatia (4.16):

$$\theta_{\text{r.f}} = 2 \left(\frac{f_u}{f_y} - 1 \right) \frac{\ell}{t_f} \epsilon_u = 1.161 \quad (\text{rad})$$

unde:

$$\ell = \beta b = 89.68$$

$$t_f = 11.5 \text{ mm}$$

$$f_u / f_y = 1.531 \quad (\text{Fe 360})$$

$$\epsilon_u = 0.14, \quad (\text{Fe 360})$$

Rezulta ca: $\theta_{\text{crit.f}} = 0.788 < \theta_{\text{r.f}} = 1.161$

Asadar, ambele conditiile de ductilitate sunt verificate, atat la stalpi cat si la grinzi,, cea ce identifica si corectitudinea metodei simplificate.

Determinarea rotirilor capabile a stalpilor

Stalpi exteriori (1-4, 3-6)

In metoda simplificata pentru determinarea deschiderii grinzii standard s-a considerat ca raportul momentelor este $M_4 / M_p = -0.50$ ($M_{\text{sup}} / M_{\text{inf}} = -0.50$), Fig. 7.11c. Din analiza dinamica rezulta ca $M_{\text{sup}} / M_{\text{inf}} = -0.69$, iar locul formarii articulatiilor plastice este identic cu cel presupus, in metoda simplificata. Astfel, trebuie sa se calculeaza din nou deschiderea grinzii standard:

$$M_{\text{sup}} / M_{\text{inf}} = -0.69 \rightarrow (\text{Tab. 7.6}) \rightarrow L_{\text{SB}} = 1.125 H \rightarrow L_{\text{SB}} = 4500 \text{ mm}$$

Calculul rotiri plastice ultime se poate face direct cu ajutorul capacității de rotire ultime determinate din tabelul 7.10, pentru HE 240B, Fe 360, $n_p = 0.078$:

$$\theta_{pu} = R_u \theta_p = 0.182 \quad (\text{rad})$$

unde:

$$R_u = 11.70 \quad (\text{Tab. 7.10, pentru HE 240B, } n_p = 0.078)$$

$$\theta_p = 0.01557 \quad (\text{rad})$$

Rotirea capabilă rezultă după aplicarea coeficienților de influență a ductilității (3B):

$$\theta_{\text{cap.v}} = c_r r_v \frac{\theta_{pu}}{\gamma_M} = 0.144 \quad (\text{rad})$$

unde:

$$c_r = 1.49, \quad (\text{Tab. 5.2})$$

$$r_v = 0.80, \quad (\text{Tab. 4.6})$$

$$\gamma_M = 1.50$$

Comparând rotirile se observă că se verifică primul criteriu al ductilității:

$$\theta_{\text{cap}} = 0.144 \geq \theta_{\text{nec}} = 0.0102 \quad (\text{rad})$$

Se verifică al doilea criteriu al ductilității:

$$\theta_{\text{crit.f}} = 2 \left(\frac{\theta_u}{\gamma_M \chi} \right)^{1.2} = 0.968 \quad (\text{rad})$$

unde:

$$\theta_u = (R_{\text{cap}} + 1) \theta_p = (11.70 + 1) 0.01557 = 0.197 \quad (\text{rad})$$

$$\chi = 0.562$$

$$\gamma_M = 1.50$$

$$\theta_{r.f} = 2 \left(m_N \frac{f_u}{f_y} \frac{1 - n_p^2 (f_y / f_u)^2}{1 - n_p^2} - 1 \right) \left(\frac{\ell}{t_f} \right) \varepsilon_u = 1.012 \quad (\text{rad})$$

unde:

$$\ell = \beta b = 115.8$$

$$f_u / f_y = 1.531, \quad \text{pentru Fe 360}$$

$$n_p = 0.078 \rightarrow m_N = 1.0 \quad \text{pentru } n_p \leq 1.0$$

$$\theta_{\text{crit.f}} = 0.968 < \theta_{r.f} = 1.012 \quad (\text{rad})$$

Stalpi interior (2-5):

In metoda simplificata pentru determinarea deschiderii grinzii standard s-a considerat ca raportul momentelor este $M_{sup} / M_{inf} = -1.0$, Fig. 7.11c. Din analiza dinamica rezulta tot ca $M_{sup} / M_{inf} = -1.0$, iar locul formarii articulatiilor plastice este identic cu cel presupus, in metoda simplificata. Astfel, rotirea capabila va fi:

$$\theta_{cap} = R_{cap} \theta_p = 0.104 \quad (\text{rad})$$

unde:

$$R_{cap} = 8.92 \quad (\text{determinat in 3B})$$

$$\theta_p = 0.0117 \quad (\text{rad})$$

Se verifica primul criteriu al ductilitatii:

$$\theta_{cap} = 0.104 \geq \theta_{nec} = 0.0123 \quad (\text{rad})$$

Se verifica al doilea criteriu al ductilitatii:

$$\theta_{crit.f} = 2 \left(\frac{0.116}{1.5 \times 0.562} \right)^{1.2} = 0.741 \quad (\text{rad})$$

unde:

$$\theta_u = (R_{cap} + 1) \theta_p = 0.116 \quad (\text{rad})$$

$$\chi = 0.562$$

$$\gamma_M = 1.50$$

$$\theta_{r.f} = 2 \left(m_N \frac{f_u}{f_y} \frac{1 - n_p^2 \left(\frac{f_y}{f_u} \right)^2}{1 - n_p^2} - 1 \right) \left(\frac{\ell}{t_f} \right) \varepsilon_u = 0.874$$

Comparand rotirea critica cu rotirea de rupere se constata ca se verifica si al doilea criteriu:

$$\theta_{crit.f} = 0.741 < \theta_{r.f} = 0.874 \quad (\text{rad})$$

7.4.2 Verificarea ductilitatii in cazul seismului epicentral cu mai multe impulsuri

(i) Metoda simplificata

Se considera aceasi structura, Fig. 7.9, pentru care capacitatea de rotire necesara, calculata in paragraful 7.4.1 este:

$$R_{nec} = 6.0$$

De asemenea se considera aceasi distributie a articulatiilor plastice pe elementele cadrului, ca si in cazul anterior, prezentata in figura 7.11a,b,c.

Determinarea capacitatii de rotire a grinzilor

Pentru determinarea deschiderii grinzii standard, L_{SB} , si evaluarea capacitatii de rotire ultime se folosesc etapele 1A, 2A stabilite in paragraful 7.4.1(i). Astfel, capacitatea de rotire ultima, va fi:

$$R_u = 9.50$$

Asemanator, se aplica factori de influenta a ductilitatii:

-Factor de conformare:

Influenta zonei de racord intre inima-talpa care se ia egal cu $c_r = 1.67$ (Tab. 5.2)

-Factori de incarcare:

Influenta factorului de incarcare: deoarece se considera ca structura este amplasata intr-o zona avand seisme de tip soc cu mai multe impulsuri, Fig. 7.10b, (cazul Kobe), se aplica coeficientul $r_v = 0.80$, care tine cont de modul de aplicare a incarcarii si coeficientul $r_c = 0.867$ ($b / t_f = 6.95$, Tab. 4.7), care tine seama de efectul ciclic al incarcarii.

Influenta nedezvoltarii complete a mecanismului inimii: se alege $r_w = 0.75$, deoarece pe de o parte deschiderea grinzii elementului este mica, influenta ei fiind nehotaritoare, iar pe de alta parte caracterul ciclic al incarcarii contribuie prin suprapunerea mecanismelor plastice partiale ale inimii, favorabil, la dezvoltarea liniilor de articulatie a inimii.

Factorul de siguranta, γ_M , se ia egal cu valoare maxima, 1.50, deoarece in situatia seismelor epicentrale se remarca o crestere excesive a limitei de curgere, in asemenea situatii un element considerat ductil transformandu-se intr-un element cu rupere casanta.

Prin urmare se obtine:

$$R_{cap.cv} = c_r r_v r_c \frac{R_u}{\gamma_M} = 5.50$$

Se verifica prima conditie a ductilitatii:

$$R_{cap} = 5.50 \leq R_{nec} = 6.0$$

Asadar, grinzile nu verifica conditia ductilitatii si este necesara redimensionarea acestora.

Determinarea capacitatii de rotire a stalpilor

Pentru determinarea deschiderii grinzii standard si pentru evaluarea capacitatii de rotire ultime a stalpilor se procedeaza asemanator ca si in cazul etapelor 1B, 2B, din paragraful 7.4.1. (i).

Stalpi exteriori (1-4, 3-6)

$$R_u = 8.91$$

Se aplica factori de influenta a ductilitatii:

-Factor de conformare:

Influenta zonei de racord intre inima-talpa care se ia egal cu $c_r = 1.49$ (Tab. 5.2)

-Factori de incarcare:

Influenta factorilor de incarcare: se aplica simultan atat coeficientul r_v , cat si coeficientul r_c , datorita naturii incarcarii.

$r_v = 0.80$ ($10^{-1} < \varepsilon < 0.5 \times 10^2$, $M_{sup} / M_{inf} = -0.50$, $np \leq 0.15$, Tab. 4.6)

$r_c = 0.733$ ($b / t_f = 7.05$, $np = 0.078$, $r_{b/t} = 0.831$, $r_N = 0.882$, Tab. 4.7)

Factorul de siguranta, γ_M , se ia egal cu valoarea maxima, 1.50, conservativ, deoarece stalpii asigura stabilitatea cadrului (in cazul cadrelor normale, care pot forma mecanisme de etaj, articulatiile plastice trebuie sa aiba suficienta capacitate de rotire pentru a nu periclita stabilitatea cadrului in momentul dezvoltarii mecanismului).

Astfel, capacitatea de rotire capabila a stalpilor exteriori rezulta:

$$R_{cap.cv} = c_r r_v r_c \frac{R_u}{\gamma_M} = 5.19$$

Prin urmare : $R_{cap} = 5.19 \leq R_{nec} = 6.0$

Stalpii exteriori nu verifica conditia de ductilitate si este necesara redimensionarea acestora.

Stalp interior (2-5)

Se procedeaza asemanator ca si in paragraful 7.4.1, pentru cazul stalpului interior, de unde se poate lua capacitatea de rotire ultima :

$$R_u = 11.37$$

Se aplica succesiv factorii de influenta:

$c_r = 1.49$, pentru HE 240B (Tab. 5.2)

$r_v = 0.790$ ($10^{-1} < \varepsilon < 0.5 \times 10^2$, $M_{sup} / M_{inf} = -1.0$, $np = 0.154$, Tab. 4.6)

$r_c = 0.698$ ($r_{b/t} = 0.831$, $r_N = 0.840$, Tab. 4.7)

$\gamma_M = 1.50$

Capacitatea de rotire capabila va fi:

$$R_{cap.cv} = c_r r_v r_c \frac{R_u}{\gamma_M} = 6.23$$

$$R_{cap} = 6.23 > R_{nec} = 6.0$$

Se verifica al doilea criteriu al ductilitatii, pentru a nu aparea fisuri la talpile profilului. Din paragraful 7.4.1 se poate lua rotirea ultima de rupere:

$$\theta_{u,r} = 0.161 \text{ (rad)}$$

$$R_r = \frac{c_r \gamma_v \gamma_c}{\gamma_M} \left(\frac{\theta_{ur}}{\theta_p} - 1 \right) = 6.94$$

$$R_{cap} = 6.23 < R_r = 6.94$$

(ii) Metoda exacta

Pentru determinarea ductilitatii necesare se efectueaza o analiza dinamica cu ajutorul programului DRAIN-2D, folosand accelerograma Kobe, Fig. 7.10b. Se considera ca accelerograma este normalizata la acceleratia reala, $\lambda = 1.0$. In urma analizei dinamice se obtin rotirile necesare ale grinzilor si stalpilor, Fig. 7.13:

pentru grinda: $\theta_{nec} = 0.064$ rad

pentru stalp exterior: $\theta_{nec} = 0.035$ rad

pentru stalp interior: $\theta_{nec} = 0.065$ rad

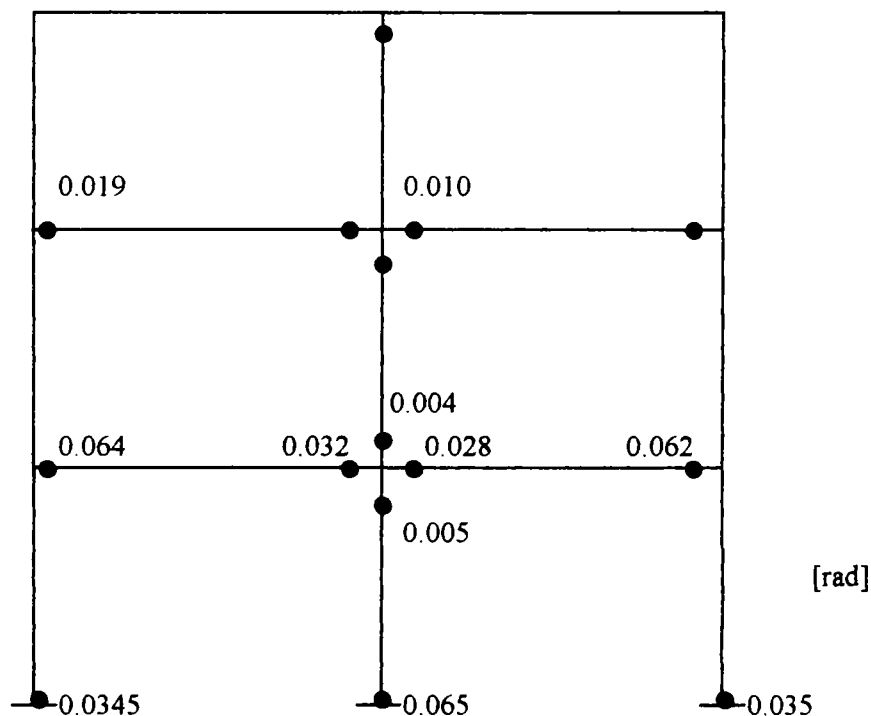


Fig. 7.13 Rotirile necesare grinzilor si stalpilor
Fig. 7.13 Rotation demands at the beam and column ends

Determinarea rotirii capabile a grinzilor

Determinarea deschiderii grinzii standard se face conform §7.4.1.(i), 1A. Determinarea rotirii capabile se poate face fie urmand schema din figura 7.2b, fie direct cu ajutorul capacitatii de rotire capabile (stabilita deja din metoda simplificata):

$$\theta_{cap,cv} = R_{cap} \theta_p = 0.0541 \text{ (rad)}$$

unde:

$$R_{\text{cap,cv}} = 5.50$$
$$\theta_p = 0.00985 \text{ rad}$$

Se verifica prima conditia de ductilitate:

$$\theta_{\text{cap}} = 0.054 < \theta_{\text{nec}} = 0.064 \text{ (rad)}$$

Prin urmare criteriul ductilitatii nu este verificat. Acelasi rezultat s-a obtinut folosand metoda simplificata, cea ce confirma exactitatea conceptului de calcul in cadrul metodei propuse.

Determinarea rotirii capabile a stalpilor

Stalpi exteriori

In metoda simplificata pentru determinarea deschiderii grinzii standard s-a considerat ca raportul $M_{\text{sup}} / M_{\text{inf}} = -0.50$ (Fig. 11c). Din analiza dinamica rezulta ca $M_{\text{sup}} / M_{\text{inf}} = -0.540$. Astfel rezulta:

$$M_{\text{sup}} / M_{\text{inf}} = -0.540 \rightarrow (\text{Tab. 7.6}) \rightarrow L_{\text{SB}} = 1.27H \rightarrow L_{\text{SB}} = 5100\text{mm}$$

Calculul rotirii plastice ultime, θ_{pu} , se poate face cu ajutorul capacitatii de rotire ultime determinata din tabelul 7.10, pentru HE 240B, Fe 360, $n_p = 0.078$:

$$\theta_{\text{pu}} = R_u \theta_p = 0.129 \text{ (rad)}$$

unde:

$$R_u = 9.4 \text{ (Tab. 7.10)}$$
$$\theta_p = 0.01363 \text{ (rad)}$$

Prin aplicarea coeficientilor de influenta, rotirea capabila va deveni :

$$\theta_{\text{cap,cv}} = c_r r_v r_c \frac{\theta_{\text{pu}}}{\gamma_M} = 0.074 \text{ (rad)}$$

unde:

$$c_r = 1.49$$
$$r_v = 0.790$$
$$r_c = 0.733$$
$$\gamma_M = 1.50$$

Comparand rotirile, rezulta ca ductilitatea stalpilor exteriori este asigurata si nu este necesara redimensionarea lor, deoarece:

$$\theta_{\text{cap}} = 0.074 > \theta_{\text{nec}} = 0.035 \text{ (rad)}$$

Stalp interior

In metoda simplificata s-a considerat ca stalpul lucreaza in dubla curbura, avand articulatii plastice la ambele capete, $M_{\text{sup}} / M_{\text{inf}} = -1.0$. Din analiza dinamica rezulta acelasi lucru pentru stalpul parterului si a primului etaj, Fig. 7.13. Asadar, nu este nevoie de recalcularea deschiderii grinzii standard. Rotirea capabila poate rezulta direct fiind:

$$\theta_{\text{cap.cv}} = R_{\text{capu}} \theta_p = 0.0728 \quad (\text{rad})$$

unde:

$$R_{\text{cap.cv}} = 6.23$$

$$\theta_p = 0.0117 \text{ rad}$$

Luand in considerare valorile obtinute in urma analizei dinamice, Fig. 7.13, se observa ca pentru stalpul interior se verifica conditia de ductilitate:

$$\theta_{\text{cap}} = 0.0728 > \theta_{\text{nec}} = 0.065 \quad (\text{rad})$$

Acelasi rezultat s-a obtinut folosand metoda simplificata.

Chap. 7 CONDITIONS ENSURING LOCAL AND GLOBAL DUCTILITY

Summary

The main objective of this chapter is to propose some criteria in order to design moment resisting frames with controlled ductile behaviour. A classification of multi-storey steel moment resisting frames, as a function of structural conformation and detailing, is given in table 7.1. They were defined as follows:

High ductile frames:

- Special moment resisting frame, CSM, is a moment resisting frame designed as a special moment frame using the hybridization concept, the “dogbone” concept or the strengthening concept. The detailing of the reduced beam section and reinforced section must comply with paragraphs 5.6.2(i), 5.6.3(i). These frames must be able to develop a global mechanism and verify the ductility criteria given in (7.1a,b or 7.2a,b).

Ductile frames

- Special moment resisting frames, CS, is a moment resisting frame designed according to a methodology which permits the formation of a global mechanism, such as a Mazzolani-Piluso method⁷. These frames must develop a global mechanism and must verify the ductility criteria given in (7.1a,b or 7.2a,b).
- Modified normal moment resisting frames, CNM, is a moment resisting frame designed as a normal moment frame using the hybridization concept, the “dogbone” concept or the strengthening concept. These frames must be able to develop a global mechanism and verify the ductility criteria given in (7.1a,b or 7.2a,b).

Frames with limited ductility

- Normal moment resisting frames, CN, is a moment resisting frame designed to have a plastic strength ratio $M_{pl,Rd,c} / M_{pl,Rd,b} \geq 1.20$. These frames may develop a storey mechanism and must verify the ductility criteria given in (7.1a,b or 7.2a,b). In this way the global ductility may not be ensured, but the local ductility must be ensured, avoiding local brittle failures.

The aforementioned classification was made having in mind that a minimum level of ductility must be considered, in order to protect human lives, due to the fact that in Romania and particularly in Greece, it is very difficult to recognize seismic zones with low seismicity. Considering that the performance of a structure is strictly depended on the seismic hazard and earthquake type an attempt is made to associate the frame type, earthquake type and seismic level, Tab. 7.2. The seismicity levels are defined according to the ECCS manual. Further investigation must be performed on this topic, considering the specific seismological conditions of each country, as well as to perform macro-micro zonation studies.

For an efficient design of ductile moment resisting frames, cross-sections and members must be able to provide sufficient strength and ductility in order to ensure the structural ductility. The criteria ensuring local and global ductility are presented in Tab. 7.3. So, the cross-section level, the member level and structural level must be considered. The cross-section classification ensures the resistance of the plastic hinge, the member classification ensures the member ductility, while the behaviour factor ensures the structural ductility. Each plastic hinge must verify the condition 7.1a,b, when simplified methods used for the determination of

the ductility demands, or the condition 7.2a,b, when exact methods used for the determination of the ductility demands, Tab. 7.4. The first condition (7.1a or 7.2a) indicates the ability of the element to deform plastically, being greater than the ductility demands, while the second one (7.1b, or 7.2b) indicates the ability of the element to develop a complete plastic mechanism without premature failure.

A practical design methodology for the determination of the available plastic rotation capacity was proposed, taking into account the factors influencing the local ductility of members. The following steps have to be performed:

1. **Determination of the standard beam span, L_{SB} .** In case of beams the influence of gravitational loads and the possibility to be developed unequal moments at the end of beams are considered, Tab. 7.4. In case of columns the deformation mode in a structure is considered, Tab. 7.5.
2. **Determination of the ultimate rotation capacity, R_u .** The ultimate rotation capacity can be evaluated, directly, using tables 7.7, 7.8a,b for beam elements and tables 7.9, 7.10 for beam-column elements. Alternatively, the rotation capacity can be calculated using simplified relationships (A.IV. 10) for beams and (4.29a, b) for beam-columns.
3. **Application of different coefficients, taking into account a variety of factors affecting local ductility, such as:**
 - factors taking into account the conformation (fabrication) mode, c_r , c_w ;
 - factors taking into account the unfavorable mode of deformation in a simple curvature of a beam-column element, c_M , or the incomplete formation of the web's plastic mechanism, r_w ;
 - factors taking into account the seismic loading conditions, under cyclic action, r_c , strain-rate action, r_v ;
 - partial safety factor, γ_M , which takes into account the uncertainties of calculation, the variability of the steel mechanical properties, as well as, the type and importance of member in a structure.
4. **Determination of the design available rotation capacity, R_{cap} ,** of a member as a function of predominantly loading conditions ($R_{cap.m}$, $R_{cap.c}$, $R_{cap.v}$, $R_{cap.cv}$).

A flowchart for the evaluation of the available plastic rotation is illustrated in Fig. 7.2a, b. The influence of different factors affecting local ductility on the ductile design of beams and beam-columns are plotted in Figs. 7.3, 7.4. When simplified methods are used in order to evaluate the ductility demands, the relationship 7.6 is proposed to be used.

A worked example showing the practical application and accuracy of the proposed design procedure is given in sections 7.4.1, 7.4.2, considering the difference between earthquake types and the behaviour of the members in a structure.

Due to lack in Eurocode 8 of an explicit and directly checking of the structural ductility, at the same level as the resistance and rigidity, the proposals contained in this chapter may be the first step in order to elaborate an annex in EC-8, entitled "*Conditions ensuring local and global ductility*", with informative character, in which the control and checking of the ductility is directly defined.

CONCLUZII. CONTRIBUTII PERSONALE

8.1 Concluzii generale

Ductilitatea este indicatorul principal al comportarii inelastice, fiind cheia proiectarii structurilor la actiuni seismice. Notiunea de ductilitate constituie insa un subiect contraversat, neavand pana in prezent stabilita o definitie universal valabila, precum si o metodologie adoptata pentru calculul ei, in egala masura cu cel de determinare a rezistentei-stabilitatii si rigiditatii. Definirea ductilitatii la nivel de material-sectiune transversala-element- imbinare contureaza problema ductilitatii locale, iar la nivelul intregii structurii, problemele ductilitatii globale. Pe aceasta clasificare se bazeaza prezenta lucrare in care se studiaza factorii de influenta a ductilitatii locale si modul lor de evaluare, imbunatatirea ductilitatii cu ajutorul unor detalii constructive precum si ductilitatea globala a cadrelor necontravaniute luand in considerare interactiunea intre ductilitatea locala si cea globala. In cadrul lucrarii s-a considerat ca nodul este suficient de rigid pentru a permite formarea articulatiilor plastice la elementele structurale. Pentru calculul capacitatii de deformare la nivel de element s-a folosit metoda liniilor de curgere si zonelor plastice, precum si programul DUCTROT, iar pentru evaluarea capacitatii de deformare la nivelul structurii programul de calcul dinamic DRAIN-2D.

Lucrarea este structurata pe 7 capitole in care:

In **capitolul 1** intitulat "*Introducere. Probleme actuale ale proiectarii antiseismice*" se prezinta in prima parte un scurt istoric al evolutiei calculului antiseismic, experienta si invatamintele rezultate din ultimele manifestari seismice, precum si seismicitatea tarilor balcanice. In special cazul Romaniei, Greciei, este analizat mai amanuntit evidentiandu-se aspectele generale ale seismicitatii teritoriilor acestor tari, diferentele dintre seismele Vrancene si cele Banatene si similaritatea seismelor banatene cu cele grecesti. In a doua parte a capitolului este prezentat scopul lucrarii precum si filozofia moderna de calcul al structurilor metalice la actiuni seismice.

In **capitolul 2** intitulat "*Aspecte generale privind ductilitatea*" se prezinta aspectele generale privind notiunea de ductilitate si in special definitiile si conceptele date de diferiti autori, privind evaluarea ductilitatii locale-globale.

In **capitolul 3** intitulat "*Ductilitate locala*" se prezinta principali factori de influenta si aspectele teoretice ale ductilitatii locale in concordanta cu clasificarea ductilitatii pe diferite nivele. Din studiul unei bibliografii vaste din domeniul ductilitatii locale se remarca diferitele concepte care stau la baza calculului ductilitatii locale precum si deficientele normativelor in vigoare privind definirea ductilitatii locale. De asemenea se prezinta metoda mecanismului plastic de cedare pe care se bazeaza prezenta lucrare.

In **capitolul 4** intitulat "*Studiul parametric al ductilitatii locale*" se efectueaza un studiu parametric cu ajutorul programului DUCTROT pentru profile dublu T din seria EN. Principalele concluzii care se desprind din analiza capitolului sunt:

- Factorii de natura diferita, cateodata independenti de definitia directa a ductilitatii, influenteaza capacitatea de deformare a elementelor structurale, determinarea acesteia in conditii reale de incarcare facandu-se dificil.
- Incadrarea in clase de sectiuni, conform EC-3, nu descrie corect comportarea postelastica a elementelor structurale, fiind necesara introducerea conceptului clasificarii la nivel de element, luandu-se in considerare si deschiderea acestuia. In aceste conditii conceptul clasificarii sectiunilor se poate folosi pentru verificarea rezistentei si stabilitatii locale ale elementelor, iar conceptul clasificarii la nivel de element pentru verificarea ductilitatii locale.
- Pentru dezvoltarea capacitatii de rotire capabile, in conditii de siguranta, trebuie sa fie verificata inegalitatea (4.14), pentru fiecare articulatie plastica, evitandu-se in acest mod cedari locale neprevazute, totodata permitandu-se formarea complete a mecanismului plastic.
- Articulaiiile plastice dezvoltate la capetele grinzilor, in anumite situatii, prezinta o comportare nesimetrica datorita variabilitatii proprietatilor mecanice, influentei fortelor gravitationale, influentei actiunilor ciclice.
- Efectul incarcarilor gravitationale contribuie decisiv la schimbarea capacitatii de deformare a grinzilor cadrelor, conducand la subevaluarea capacitatii capabile de rotire ale acestora.
- Calitatea otelului reprezinta factorul cel mai hotarator asupra modului de cedare al elementului si locului formarii ale articulatiilor plastice. Alterarea ductilitatii materialului afecteaza toate nivelele de ductilitate (sectiune-element-imbinare-cadru).
- Folosirea otelurilor de rezistente ridicate se recomanda numai in cazul structurilor proiectate sa lucreze in domeniul elastic sau in anumite situatii pentru dirijarea formarii articulatiilor plastice la grinzi (de ex. cadre hibride).
- Variabilitatea accidentala a proprietatilor mecanice si in special a limitei de curgere, poate transforma elementele considerate ca cele mai ductile in elemente cu ductilitate redusa.
- Necesitatea introducerii in EC-3 a limitelor variabilitatii limitei de curgere si a limitei de rupere, precum si stabilirea valorica a limitei superioare de curgere, $f_{y,max}$ si a celei inferioare, $f_{y,min}$.
- Influenta calitatii otelului si fabricatiei profilelor laminate, in cazul structurilor proiectate cu conceptul starii limita ultime in zone seismice, impune asigurarea calitatii pentru dezvoltarea cerintelor propuse in stadiul de proiectare.
- Efectul nedezvoltarii complete a mecanismului inimii reduce esential capacitatea de rotire a grinzilor, influentand hotaritor rotirea capabila a elementului.
- Comportarea buna in domeniul plastic a stalpilor necesita existenta punctului de inflexiune a diagramei momentului pe inaltimea etajului (stalpul lucrind in dubla curbura), totusi evitandu-se situatiile extreme a mecanismului de etaj.
- Zveltetea adimensională a stalpilor prescrisa in EC-3 trebuie limitata la $\lambda = 0.45 \dots 0.55$ pentru obtinerea unor capacitati de rotire la un nivel mediu sau ridicat. Analizand conditia din EC-3 pentru stabilirea articulatiilor plastice la stalpii cadrelor necontravantuite se constata ca acest criteriu este valabil numai pentru stalpii care lucreaza in dubla curbura, iar pentru stalpii care lucreaza in simpla curbura aceasta ar trebui limitata la $\lambda \leq (n_p)^{0.5}$.
- Efectul vitezei de incarcare influenteaza drastic asupra capacitatii de rotire ale grinzilor si stalpilor, fiind necesara luarea ei in considerare atat in conditii dinamice cat si de impact.
- Limitarea efectului fortei axiale este necesara fie in cazul structurilor foarte ductile, $q \geq 4.0$, fie in cazul stalpilor structurilor amplasate in zone cu seisme de tip soc.

- Necesitatea introducerii atat in EC-8 cat si in codurile de interes national (P100-92, N.E.A.K) al efectului vitezei atat la nivel de comportare globala cat si la nivel local.
- Efectul de deteriorare asupra capacitatii de rotire, provenit din aplicarea incarcarilor ciclice, este partial calibrat de fenomenul ecrusarii si dezvoltarea voalarii la ambele talpi, reducerea capacitatii de rotire depinzand de supleata sectiunii si de nivelul fortei axiale.
- Folosirea coeficientului partial de siguranta, γ_M , poate acoperi pana la un anumit nivel efectele care produc diminuarea capacitatii de rotire, totusi in cazurile speciale este necesara introducerea unor coeficienti de reducere suplimentari.

Astfel, in cadrul analizei parametrice s-au determinat o serie de coeficienti care tin cont de de nedezvoltare completa a mecanismului inimii, r_w , a efectului momemntelor stalpului, c_M , efectul vitezei de incarcare, r_v , si a efectului incarcarilor ciclice, r_c .

In **capitolul 5** intitulat *“Influenta detaliilor constructive asupra ductilitatii locale”*, in prima parte, se studiaza efectul detaliilor sectiunii transversale (racord, sudura) asupra ductilitatii locale precum si efectul imperfectiunilor geometrice initiale asupra capacitatii de deformare postelastice a elementelor. Se stabilesc relatii simplificate de calcul pentru determinarea efectului zonei de racord intre talpa-inima si a cordonului de sudura, cu ajutorul carora se pot corecta valorile programului DUCTROT care nu tine cont de aceste influente. In ceea ce priveste influenta imperfectiunilor geometrice initiale se demonstreaza ca acestea nu afecteaza direct mecanismul plastic de cedare. In a doua parte se introduc notiunile conceptului “dogbone” si a solidarizarii zonei nodale. Pentru aceste doua concepte se stabilesc relatii de calcul cu ajutorul carora se pot dimensiona solutiile mai sus enuntate. Din efectuarea studiului parametric se remarca urmatoarele:

- Superioritatea solutiei cu reducere variabila a talpilor grinzii, in zona critica, fata de solutia cu reducere constanta.
- Luarea in considerare a influentei fortelor gravitationale atat pentru dimensionarea zonei critice (conceptul “dogbone”) cat si pentru evaluarea capacitatii de rotire ale acestora.
- Eliminarea problemelor cresterii limitei de curgere, in cazul conceptului “dog-bone” mentinand capacitatea de rotire la un nivel ridicat sau mediu, functie de procentul de reducere al talpilor.
- Superioritatea solutiilor “dogbone” fata de solutiile solidarizarii nodului privind ductilitatea locala ale acestora.
- Luarea in considerare a influentei lungimii placilor de rigidizare asupra modului de cedare al grinzii. Se recomanda pentru dimensionarea acestor solutii a unor rapoarte $L_p / L = 0.040 \dots 0.080$ si $L_{pd} / L = 0.90 \dots 0.95$ pentru evitarea cedarii prin taiere si mentinerea ductilitatii la un nivel ridicat.

In **capitolul 6** intitulat *“Ductilitate globala cadrelor necontravantuite”* se prezinta ductilitatea globala a cadrelor necontravantuite in contextul interactiunii ductilitatii locale-globale. Din analiza studiilor se constata urmatoarele:

- Tipul si caracteristicile miscarii seismice creaza conditii diferite de cerinte ale ductilitatii, fiind greu de determinat limitele necesare al capacitatii de deformare cu care trebuie sa fie inzestrata structura pentru a face fata diferitelor actiuni seismice. Astfel, sunt necesare studii de macro si misro zonare pentru determinarea ductilitatii necesare in conditii mai exacte, functie de tipul miscarii seismice si conditiile de amplasament. Pe de alta parte, se

evidentiaza importanta utilizarii unor accelerograme artificiale care contin numai aspectele principale ale miscarii seismice.

- Folosirea conceptului SP-GS trebuie folosit chiar si in zone, declarate, cu seismicitate redusa.

In cazul tarilor cu seismicitate pronuntata foarte greu poate fi caracterizata o astfel de zona.

- De o deosebita importanta este modul de detaliere si de alegere a sectiunilor stalpilor-grinzilor pentru realizarea in conditii stabile a conceptului SP-GS.
- Necesitatea introducerii unei clasificari a cadrelor atat in EC-8 cat si in codurile de interes national (P100/ 92, N.E.A.K) pentru diferentierea performantelor cadrelor, functie de conformarea lor si de nivelul admis al seismicitatii.
- Pentru realizarea unor cadre cu mod controlat de cedare se considera necesara introducerea conceptului cadrelor hibride, precum si a cadrelor care au aplicat pe grinzile lor conceptul "dogbone" sau cel al solidarizarii zonelor nodale.
- Dezvoltarea unor mecanisme globale necesita rapoarte de rezistenta plastica intre stalp-grinda destul de mari cea ce creste costul structurii. Prin aplicarea conceptului hibridizarii sau conceptului "dogbone" cadrele cu performante inelastice reduse se pot transforma in cadre cu performante ridicate reducand costul structurii si crescand nivelul de siguranta.
- Superioritatea cadrelor folosand conceptul "dogbone" din punct de vedere al criteriului de ierarhizare formarii articulatiilor plastice fata de cadre solidarizate pentru care respectarea acestui criteriu necesita cresterea sectiunii stalpilor.

In **capitolul 7** intitulat "*Conditii de asigurare a ductilitatii locale-globale*" se prezinta conditiile si criteriile necesare asigurarii ductilitatii locale-globale cadrelor necontravantuite. Se stabileste o metodologie de evaluare a ductilitatii locale capabile cu ajutorul careia se poate determina aproximativ capacitatea de deformare a elementelor luand in considerare diferitele conditii de incarcare. In exemple de calcul prezentate se aplica metodologia elaborata pentru cazuri concrete, folosand accelerograme reale care introduc diferite tipuri de miscare seismica.

8.2 Contributii personale

Luand in considerare scopul tezei de doctorat, definit in paragraful 1.4, principalele contributii personale aduse in domeniul proiectarii si calculului ductilitatii sunt:

1. Prezentarea sintetica a problemelor calculului antiseismic a structurilor metalice pentru definirea si fundamentarea unui cadru de proiectare bazat, in egala masura, pe verificarea rezistentei-rigiditatii si ductilitatii.
2. Extinderea conceptului deschiderii grinzii standard, luand in considerare nedezvoltarea completa a momentelor plastice la capetele grinzilor precum si folosirea conceptului grinzii standard pentru cazul grinzilor cu talpi reduse (solutie "dogbone") care muta articulatiile plastice de la fata stalpului.
3. Evidentierea principalelor parametri cu influenta semnificativa asupra ductilitatii locale, la nivel de element, cum ar fi: deschiderea elementului, limita de curgere superioara, variabilitatea caracteristicilor mecanice ale otelului, nedezvoltarea completa a mecanismului plastic al inimii, modul de lucru a stalpilor, zveltetea stalpilor, viteza de incarcare, influenta incarcarilor ciclice.

4. Stabilirea cantitativa, pe baza analizelor parametrice, a unor coeficienti care reduc capacitatea de rotire ultima a elementelor, tinand seama de factori de influenta mentionati mai sus.
5. Stabilirea unor relatii simplificate de calcul pentru determinarea capacitatii de rotire a stalpilor, luand in considerare efectul fortei axiale si modul de lucru a stalpului in structura.
6. Propunerea unui mecanism plastic care introduce influenta modului de realizare a profilului (laminare sau sudare) asupra capacitatii de rotire a elementelor si compararea rezultatelor teoretice cu datele experimentale din bibliografia existenta.
7. Stabilirea unor relatii simplificate pentru evaluarea cantitativa a influentei zonei de racord si a cordonului de sudura.
8. Stabilirea modului de proiectare a grinzilor cu sectiune redusa, cu reducere constanta sau variabila (conceptul "dogbone) precum si grinzilor cu rigidizari suplimentare (conceptul solidarizarii).
9. Evidentierea factorilor de influenta semnificativa asupra ductilitatii locale grinzilor cu sectiune redusa sau rigidizata, cum ar fi: parametri geometrici, influenta sistemului de incarcare, efectul fortelor gravitationale, efectul planseului.
10. Propunerea unor solutii constructive pentru minimizarea efectului de conlucrare a planseului cu grinda care impiedica dezvoltarea unui mecanism eficient de disipare a energiei.
11. Studiarea unor cadre modificate cum ar fi cadrele hibride, cadrele proiectate conform conceptului "dogbone" sau al conceptului solidarizarii zonei nodale si propunerea utilizarii lor pentru controlul ductilitatii si a modului de cedare, precum si pentru imbunatatirea ductilitatii globale cadrelor necontravantuite.
12. Propunerea unui cadru de verificare-asigurare a ductilitatii locale-globale prin clasificarea cadrelor in functie de conformarea lor si hazardul seismic, precum si asocierea intre clasele de rezistenta, la nivel de sectiune, factorul de comportare si clasele de ductilitate la nivel de element.
13. Elaborarea unei metodologii practice de calcul pentru determinarea ductilitatii locale capabila, atat a grinzilor cat si a stalpilor, care poate fi aplicata in proiectarea curenta.
14. Elaborarea unor tabele, cu ajutorul programului DUCTROT, pentru determinarea directa a capacitatii de rotire capabila a profilelor laminate din seria EN, ce pot servi pentru elaborarea unei baze de date.
15. Elaborarea unui exemplu de calcul care prezinta verificarea directa a ductilitatii intr-un mod explicit, functie de tipul seismului si modul de comportare a elementelor (grinda, stalp) in structura.

Chap. 8 CONCLUSIONS. PERSONAL CONTRIBUTIONS

Summary

The authors contribution to the partial fulfillment of the doctoral thesis are:

1. A synthetic presentation of the actual problems concerning the earthquake design of steel structures, particularly the moment resisting frames, in the aim to define the checking of ductility at the same level as the resistance and rigidity checking.
2. The extension of the standard beam concept, taking into account the possibility of the developing unequal moments at the beam ends, as well as, the introduction of the standard beam concept in the design of RB section beams.
3. Determination of the basic factors influencing the local ductility, at the member level, such as member span, upper yield stress, variability of the mechanical steel properties, incomplete formation of the web's plastic mechanism, deformation mode of a beam-column member, axial force, slenderness of the beam-column, strain-rate, cyclic action.
4. Quantitative evaluation, based on parametrical studies, of some coefficients which reduce the ultimate plastic rotation capacity of the member, taking into account the aforementioned influencing factors.
5. Determination of simplified relationships for the evaluation of the ultimate rotation capacity of the beam-columns, taking into account the influence of axial force and the deformation mode of a such element in a structure.
6. Proposal for a local plastic mechanism which introduces the influence of fabrication (hot-rolling, welding) on the ultimate member rotation capacity.
7. Determination of simplified relations in order to consider the contribution of the junction, between flange and web, or the weldments dimensions on the rotation capacity.
8. Determination of the design considerations concerning the sizing of the "dogbone" concept and the strengthening concept.
9. Determination of the basic factors affecting the local ductility of the RB section, as well as, the reinforced beam section, such as geometrical parameters, loading system, gravitational loads, floor slab effect.
10. Proposals of some constructional details in order to minimize the detrimental effect of the interaction between floor slab-steel beam.
11. The study of the modified moment resisting frames such as hybrid, "dogbone and reinforced frames, proposing them to be used in order to control the ductility and the failure mode.
12. Proposal of a framework within this the conditions of local and global ductility can be assured.
13. Elaboration of a practical design methodology in order to determine the available rotation capacity of members (beams, beam-columns).
14. Elaboration of some design tables in order to evaluate, directly, the ultimate rotation capacity of hot-rolled profiles, widely used in structural design.
15. Elaboration of worked examples, in order to show the practical application of the proposed design procedure, taking into account the earthquake type and the behaviour of the members in structure.

BIBLIOGRAFIE

1. Bertero, V.V.(1992): Major issues and future directions in earthquake resistant design, in Tenth World Conference on Earthquake Engineering, Balkema, Rotterdam, 6407-6444.
2. Rolfe, S., Barsom, J.(1996): "Editor's note", J.Struct. Eng., ASCE,122, 1257-1258.
3. Mazzolani, F.M., Akiyama, H.(1997): "Editor's note", in Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas, STESSA'97, Kyoto, Japan.
4. Fajfar, P.(1995): Design spectra for new generation codes: Eurocode 8 achieves the half-way make, in Tenth European Conference on Earthquake Engineering, Balkema, Rotterdam, Vol. 4, 2962-2974.
5. Akiyama, H.(1985): Earthquake Resistant Limit State Design for Buildings, University of Tokyo Press, Tokyo.
6. Mazzolani,F.M., Piluso, V.(1993): Design of Steel Structures in Seismic Zones, ECCS Document.
7. Mazzolani,F.M., Piluso, V.(1997): Plastic design of seismic resistant steel frames, Earth. Eng. Struct. Dynamics, Vol. 26, 167-191.
8. Plumier, A. (1996): Reduced beam section: a safety concept for structures in seismic zones, Buletinul Stiintific al Universitatii "Politehnica" din Timisoara,Vol41(55),fasc. 2, 46-60.
9. Iwankiv, N.R, Carter, C.J.(1996): The dogbone: a new idea to chew on, Modern Steel Constructions, Vol. 36, No.4,18-23.
- 10.Papazachos, V, Papazachou, K. (1989): Earthquakes in Greece,Editura Ziti, Thessaloniki (in greceste).
- 11.ITSAP, Strong-motion recording bulletins of the ITSAP's network(period 1980-1994), Report ITSAP:97-01, Thessaloniki, Greece.
- 12.Gioncu, V.(1994): Development and design of seismic-resistant steel structures in Romania, in Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas, STESSA'94,Timisoara, Romania, 3-27.
- 13.Loukakis, K., Gazetas, G.(1996): Performance of the elastoplastic reinforced concrete structures in the Agio earthquake, in Twelfth Greek Conference on Reinforced Concrete Structures, Vol II, 248-260 (in greceste).
- 14.Ger, J.F., et.al(1985): Collapse of PINO SUAREZ building during 1985 Mexico City earthquake, J.Struct. Eng., ASCE, Vol. 119, No. 3, 852-869.
- 15.Phipps, M.T, Jirsa, J.O, Picato, M., Kemp, R.(1992): Performance of high technology industries in the Loma Prieta earthquake, in Tenth World Conference on Earthquake Engineering, Madrid, Balkema, Rotterdam, 85-89.
- 16.Engelhardt, M.D., Sabol, T.A.(1995): Lessons learned from the Northridge Earthquake: Steel Moment Frames performance, A New Direction in Seismic Design, Tokyo, 9-10 October, 1-14.
- 17.Akiyama, H., Yamada, M.(1997): Seismic input and damage of steel moment frames. General Report, in Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas, STESSA'97, Kyoto, Japan, 789-800.
- 18.Akiyama, H.(1996): Damge of structures in the Hyogoken-nanbu earthquakes, La citta sicurra:Teremoti, eruzioni e protezione civile, Napoli, Messina 10-13 February, Italy.
- 19.Kurobane, Y., Ogawa, K.(1996): Kobe earthquake damage to high-rise Asiyahama apartment buildings: Brittle tensile failures of box sections columns, Tubular Structures, Balkema, Rotterdam,Vol II, 277-284.
- 20.Japanese Society of Steel Constructions (1997): Kobe earthquake damage to steel moment connections and suggested improvement, JSSC Technical Report, No 39.

21. Gioncu, V., Mazzolani, F.M.(1998): Ductility of Seismic Resistant Steel Structures, Manuscris, in curs de publicare, la editura E&FN Spon, London.
22. Paulay, T., Bachmann, H., Moser, K.(1997): Proiectarea structurilor de beton armat la actiuni seismice, Traducere din limba germana, Editura Tehnica, Romania.
23. Powell, G.H., Allahabadi, R.(1988): Seismic damage prediction by deterministic methods: Concepts and Procedures, Earth. Eng. Struct. Dynamics, Vol. 16, 719-734.
24. Bachmann, H., Linde, P., Wenk, T.(1996): Capacity design and nonlinear dynamic analysis of earthquake resistant structures, in Tenth European Conference on Earthquake Engineering, Vienna, Balkema, Rotterdam, Vol 1, 11-20.
25. Gioncu, V., Tarca, L.(1996): New concept in seismic design of steel space structures, in Conceptual Design of Structures, IASS Symposium, Stuttgart, Germany.
26. Eurocode 8: Design provisions for earthquake resistance structures. Part 1.3, Specific rules for various materials and elements, ENV 1998 1-3, November 1994.
27. Eurocode 3: Design of steel structures, Part 1-1, General rules and rules for buildings, Env1993 1-1, February 1992.
28. Gioncu, V., Mazzolani, F.M.(1997): Simplified approach for evaluating the rotation capacity of double T steel sections, in Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas, STESSA '97, Kyoto, Japan.
29. Gioncu, V., Mazzolani, F.M.(1994): Alternative methods for assessing local ductility, in Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas, STESSA '94, Timisoara, Romania, 182-190.
30. De Luca, A., Mele, E.(1995): The recent Kobe earthquake: General data and Lessons learned on steel structures.
31. Elnashai, A.S.(1994): Local ductility in steel structures subjected to earthquake loadings, in Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas, STESSA '94, Timisoara, Romania, 134-148.
32. Engelhardt, M.D., Popov, S.W.(1989): Behaviour of long links in eccentrically braced frames, Report N UCB/EERC-89/01, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkley, U.S.A.
33. Calderoni, B., Ghersi, A., Rinaldi, Z.(1996): Statistical analysis of seismic behaviour of steel frames: influence of over strength, J. Constrct. Steel Research, Vol. 39, No.2, 137-161.
34. Lee, H-S.(1996): Revised rule for concept of strong column weak girder, J.Struct.Eng.,ASCE, Vol 122, 359-364.
35. Mazzolani, F.M., Georgescu, D., Astaneh-Asl, A.(1994): Safety levels in seismic design, in Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas, STESSA '94, Timisoara, Romania, 495-506.
36. Bertero, V.V.(1997): Codification, design, and application -General report, in Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas, STESSA '97, Kyoto, Japan, 189-205.
37. SEAOC Vision 2000 Committee report(1995): Performance- Based Seismic Engineering, prepared by Structural Engineers Association of California, Sacramento, California, U.S.A.
38. Fajfar, P.(1992): Equivalent ductility factor, taking into account low-cycle fatigue, Earth. Eng.Struct. Dynamics, Vol 21, 837-848.
39. Gioncu, V.(1995): Local and global ductility interaction in seismic design of MR frames, in EUROSTELL '95, Athens, Balkema, Rotterdam, 469-477.
40. Gioncu, V., Mazzolani, F.M.(1994): Evaluation of global ductility: codification proposals, in Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas, STESSA '94, Timisoara, Romania, 485-492.

41. Gioncu, V., Petcu, D.(1997): Available rotation capacity of wide flange beams and beam-columns. Part 1 : Theoretical Approaches, J.Construc. Steel Research, Vol 43, No1-3, 161-217.
42. Petcu, D., Gioncu, V.(1996): DUCTROT'96. Plastic rotation capacity of steel beams and beam-columns. User's Guide. INCER Timisoara, Romania.
43. Allahabadi, R., Powell, G.H.(1973): DRAIN-2D. User's Guide. University of California, Berkley, USA.
44. Cosenza, E.(1987): Duttilita Globale delle Strutture Sismo-Resistenti in Acciaio, Tesi di Dottorato di Ricerca, Universita di Napoli, Aprile 1987, Italia.
45. AISC-LRFD (1993): Seismic Provisions for Structural Steel Buildings-Load and Resistance Factor Design, American Institute of Steel Construction, November 5, USA.
46. U.B.C.(1988): Uniform Building Code, International Conference of Building Officials, Whittier, CA, USA.
47. Mazzolani, F.M., Piluso, V.(1996): Theory and Design of Seismic Resistant Steel Frames, E&FN SPON, London, UK.
48. AIJ (1990): Standard for Limit State Design of Steel Structures(Draft), Architectural Institute of Japan (English version, October 1992).
49. CAN/CSA-S16.1-M89 (1989): Limit States Design of Steel Structures, Canadian Standards Assoc, Canada.
50. Mazzolani F.M., Piluso, V.(1993): Member behavioural classes of steel beams and beam-columns, in Proceedings of C.T.A Congress, Viareggio, Italy, 405-416.
51. Vayas, I.(1996): Strength and ductility of axially loaded members with outstand plated elements, Coupled Instabilities in Metal Structures, CIMS'96, Liege, 189-198.
52. Kato, B.(1994): Development and design of seismic-resistant steel structures in Japan, in in Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas, STESSA'94, Timisoara, Romania, 28-42.
53. Yura, J.A., Galambos, T.V., Ravindra, M.S.(1978): The bending resistance of steel beams, J.Struct.Div., ASCE, Vol. 104, No.9, 1355-1370.
54. Kemp, A.R.(1996): Inelastic local and lateral buckling in design codes, J.Struct.Eng, ASCE, Vol 122, No. 4, 374-382.
55. Gioncu, V.(1997): Ductility demands: General report, in Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas, STESSA'97, Kyoto, Japan, 279-302.
56. Jeong, G.D., Iwan, W.D(1988): The effect of earthquake on the damage of structures, Earth.Eng. Struct. Dynamics, Vol. 16, 1201-1211.
57. Anderson, J.C., Bertero, V.V.(1991): Seismic performance of an instrumented six storey steel building, Report No. UCB/EERC-91/11, Earthquake Engineering Research Center, University of Berkley, California, USA.
58. Krawinkler, H., Nasser, A.A.(1992): Seismic design based on ductility and cumulative damage demands and capacities, in Nonlinear Seismic Analysis of RC Buildings, Elsevier, UK, 23-40.
59. Bertero, V.V., Uang, C.M.(1992): Issues and future directions in the use of energy approach for seismic-resistant design of structures, in Nonlinear Seismic Analysis of RC Buildings, Elsevier, UK., 3-22.
60. Vanmarke, E.H.(1969): First passage and other failure criteria in narrow-band random vibration: a discrete state approach, Report No. R68-69, Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, USA.
61. Vanmarke, E.H., Veneziano, D.(1973): Probabilistic seismic response of simple inelastic systems, in Fifth World Conference on Earthquake Engineering, Rome, Italy.
62. Basu, B., Gupta, V.K.(1995): A probabilistic assessment of seismic damage in ductile structures, Earthq. Eng. Struct. Dynamics, Vol. 24, 1333-1342.

63. Lee, G.C., Lee, E.T.(1994): Local buckling of steel sections under cycling loading, *J.Constr. Steel Research*, Vol 29, 55-70.
64. Ballio, G., Castigliano, C.A.(1994): Damage assessment in steel members under seismic loading, in *Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas, STESSA'94*, Timisoara, Romania, 63-75.
65. Mahin, S., Bertero, V.V.(1981): An evaluation of inelastic seismic design spectra, *J.Struct. Division, ASCE*.
66. Krawinkler, H., Zohrei, (1983): Cumulative damage in steel structures subjected to earthquake ground motions, *Computers and Structures*, Vol. 16, 531-541.
67. Park, Y., Ang, A.H.S.(1985): Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete, *J.Struct. Eng, ASCE*, Vol. 111, No. 4, 722-739.
68. Cosenza, E., Manfredi, G.(1994): Toward the definition of a consistent seismic resistant design method based on damage criteria, in *Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas, STESSA'94*, Timisoara, Romania, 77-88.
69. Cosenza, E., Manfredi, G., Ramasco, R.(1990): An evaluation of the use of damage functionals in earthquake resistant design, in *Ninth European Conference on Earthquake Engineering, Moscow*, Vol. II, 312-321.
70. Kuwamura, H.(1997): Steel properties governing structural seismic behaviors. General Report, in *Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas, STESSA'97*, Kyoto, Japan, 119-129.
71. Lay, M.G, Galambos, T.(1967): Inelastic beams under moment gradient, *J. Struct.Div.*, Vol. 93, ST1, 381-399.
72. Lay, M.G(1965): Flange local buckling in wide-flange shapes, *J. Struct. Div.*, Vol. 91, ST6, 95-116.
73. Kuwamura, H., Kato, B.(1989): Effect of randomness in structural members' yield strength on the structural systems' ductility, *J. Constrct. Steel Research*, Vol. 13, 79-93.
74. Elnashai, A.S., Cryssanthopoulos, M.(1990): Effect of random material variability on seismic design parameters of steel frames, *ECCS Document TC 13.7.90*.
75. Calderoni, B., Mazzolani, F.M., Piluso, V.(1994) : Quality control of material properties for seismic purposes, in *Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas, STESSA'94*, Timisoara, Romania, 111-120.
76. Plumier, A., Doneux, C, Boucena, S.E.(1997): Influence of discrepancies between real and design yield strength on the seismic behaviour of structures, in *Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas, STESSA'97*, Kyoto, Japan, 176-185.
77. AISC-LRFD(1986): Load and resistance factor design specification for structural steel buildings, American Institute of Steel Construction, Chicago, USA, September 1986.
78. Giuffre, A., Pinto, P.E.(1970): Il comportamento del cemento armato per sollecitazione cicliche de forte intensita, *Giornale del Genaiio Civile*, Num. 5.
79. Diaconu, D., Diaconu, A.C.(1994): Experimental methodologies. General Report, in *Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas, STESSA'94*, Timisoara, Romania, 357-369.
80. Bruneau, M., Uang, C.M., Whittetaker, A.(1997): *Ductile Design of Steel Structures*, McGraw-Hill Book Company, New York.
81. Saroushian, P., Choi, K.B.(1987): Steel mechanical properties at different strain rates, *J.Struct. Eng.*, Vol. 113, No. 1, 863-872.
82. Timoshenko, S.P., Gere, J.M.(1961): *Theory of Elastic Stability*. McGraw-Hill Book Company, New York.
83. Haaijer, G.(1957): Plate buckling in the strain-hardening range, *J.Eng.Mech.Div.*, Vol. 83, EM2, Paper 1212, 1-45.

84. Haaijer, G., Thurlimann, B.(1958): On inelastic buckling in steel, J. Eng. Mech. Div., Vol. 84, No. EM2, Paper 1581, 1-47.
85. Kuhlmann, U.(1989): Definition of flange slenderness limits on the basis of rotation capacity values, J.Construct.Steel Research, Vol. 14, 21-40.
86. Gioncu, V., Petcu, D.(1995): Numerical investigations on the rotation capacity of beams and beam-columns, in Stability of Steel Structures, Budapest, Hungary, Vol. 1, 129-140.
87. Gioncu, V., Petcu, D.(1997): Available rotation capacity of wide-flange beams and beam-columns. Part 2. Experimental and numerical tests, J. Construct. Steel Research, Vol.43, No.1-3, 219-244.
88. Kato, B.(1989): Rotation capacity of H section members as determined by local buckling, J.Construct. Steel Research, Vol. 13, 95-109.
89. Kato, B.(1990): Deformation capacity of steel structures, J. Construct. Steel Research, Vol. 17, 33-94.
90. Lukey, A.F., Adams, P.F.(1969): Rotation capacity of beams under moment gradient, J.Struct.Div., Vol. 95, ST6, 1173-1188.
91. CAN/CSA-S16.-M89(1989): Steel structures for buildings-limit state design, Canadian Standard Association, Rexdale, Canada, December 1989.
92. AISC-ASD(1989): Specification for structural steel buildings(Allowable Stress Design and Plastic Design), American Institute of Steel Structures, Chicago, USA, June 1989.
93. DIN 18800 Teil 1, Stahlbauten, Bemessung und Konstruktion, Deutsches Institut fur Normung, Berlin, Germany, November 1990.
94. AS, AS 4100, SAA steel structures. Standards Association of Australia, Sydney, Australia, 1990.
95. Vayas, I., Psycharis, I.(1994): Local cyclic behaviour of steel members, in Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas, STESSA'94, Timisoara, Romania, 231-241.
96. Daali, M.L., Korol, R.M.(1995): Prediction of local buckling and rotation capacity at maximum moment, J.Construct. Steel Research, Vol. 32, 1-13.
97. Suzuki, T., Ogawa, T., Ikaraski, K.(1994): A study on local buckling behaviour of hybrid beams, Thin-Walled Structures, Vol. 19, 337-351.
98. Nakashima, M.(1994): Variation of ductility capacity of steel beam-columns, J.Struct.Eng., ASCE, vol 120, No 7, 1941-1960.
99. Climenhaga, J.J., Johnson, R.P.(1972): Moment rotation curves for locally buckling beams, J.Struct.Div., ST6, 1239-1254.
100. Vayas, I., Psycharis, I.(1993): Ein dehnungsorientiertes Verfahren zur Ermittlung der Ductilat von Tagern aus I-Prohilen, Stahlbau, Vol. 63, 333-341.
101. Ivanyi, M.(1979a): Yield mechanism curves for local buckling of axially compressed members, Tehnical University Budapest, Periodica Polytechnica, Civil Engineering, Vol. 23, No.3-4, 203-216.
102. Ivanyi, M.(1979b): Moment-rotation characteristics of locally buckling beams, Technical University Budapest, Periodica Polytechnica, Civil Engineering, Vol. 23, No.3-4, 217-230.
103. Piluso, V.(1995): Post-local buckling behaviour of rolled steel beams subjected to non uniform bending, XV Congresso CTA, Riva del Garda, 542-562.
104. Axhag, F.(1995): Plastic design of composite bridges allowing for local buckling, Technical Report, Lulea University of Technology, 1995, 09T.
105. Spangemacher, R.(1991): Zum Rotationsnachweis von Stahlkonstruktion, die nach dem traglastverfahren berechnet werden, Dissertation, Technischen Hochschule Aachen.
106. Boeraeve, Ph., Lognard, B., Janss, J., Gerardy, J.C., Schliech, J.B.(1993): Elasto-plastic behaviour of steel frameworks, J.Construct. Steel Research, Vol. 27, 3-21.

107. Espiga, F., Anza, J.J.(1996): Numerical investigations on global and local inelastic buckling modes of I-beams, in Coupled Instabilities in Metal Structures, CISMS'96, Liege Symposium, 5-7 April 1996, 85-92.
108. Aiello, M.A., Ombres, L.(1994): Influence of cyclic actions on the local ductility of steel members, in Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas, STESSA'94, Timisoara, Romania, 191-200.
109. Kemp, A.R.(1985): Interaction of plastic local and lateral buckling, J. Struct. Eng., ASCE, Vol. 111, ST10, 2181-2196.
110. Vayas, I., Psycharis, I.(1990): Behaviour of thin-walled steel elements under monotonic and cycling loading, in Structural Dynamic, Balkema, Rotterdam, 579-583.
111. Kato, B., Akiyama, H.(1981): Ductility of members and frames subjected to buckling, ASCE Convention, 11-15 May 1981.
112. Nakamura, T.(1988): Strength and deformability of H shaped steel beams and lateral requirements, J. Construct. Steel Research, Vol. 9, 217-288.
113. Mitani, I., Makino, M.(1980): Post local buckling behaviour and plastic rotation capacity of steel beam-columns, in Seventh World Conference on Earthquake Engineering, Istanbul, Turkey.
114. Gioncu, V, Tirca, L.(1996): Improved correlation between experimental data and numerical results in ductility of steel, Buletinul Stiintific al U.P.T, Tomul 41(55), Fasc. 2.
115. Ballio, G., Castiglioni, C.A.(1994): Seismic behaviour of steel sections, J. Construct. Steel Research, Vol. 29, 21-54.
116. Azevedo, J., Calado, L.(1994): Hysteretic behaviour of steel members: analytical models and experimental tests, J. Construct. Steel Research, Vol. 29, 71-94.
117. Vayas, I.(1997): Investigation of the cyclic behaviour of steel beams by application of low-cycle fatigue criteria, in Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas, STESSA'97, Kyoto, Japan, 350-360.
118. Ballio, G. Calado, L.(1986): Steel bent sections under cyclic loads: Experimental and numerical approaches, Costruzioni Metalliche, No. 1.
119. Kuwamura, H.(1997): Transition between fatigue and ductile fracture in steel, Journal of Structural Eng., Vol. 123, No 7, 864-870.
120. Mitani, I., Makino, M., Matsui, C.(1977): Influence of local buckling on cyclic behavior of steel beam-columns, in Sixth World Conference on Earthquake Engineering, New Delhi, Vol. III, 3175-3180.
121. Dekker, N.W.(1998): Interactive buckling model for the prediction of rotation capacity of steel beams, in Second World Conference on Steel in Construction, J. Construct. Steel Research, 46:1-3, CD, paper No298.
122. Suzuki, T., Ono, T.(1977): An experimental study on inelastic behavior of steel members subjected to repeated loading, in Sixth World Conference on Earthquake Engineering, New Delhi, Vol. III, 3163-3168.
123. Espiga, E.(1998): Ductility assessment methods and safety evaluation based on rotation capacity approach, in Second World Conference on Steel in Construction, J. Construct. Steel Research, 46:1-3, CD, paper No223.
124. Green, P., Ricles, J.M., Sause, R.(1997): Response of high performance steel flexural members to inelastic cyclic loading, in Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas, STESSA'97, Kyoto, Japan, 160-167.
125. Iwata, M., Hayashi, K.(1997): Evaluation of deformation of various steels, in Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas, STESSA'97, Kyoto, Japan, 168-175.

126. Croce, P., Cecconi, A., Salvatore, W.(1998): Sensitivity of partial safety factors to production standards, in Second World Conference on Steel in Construction, J. Construct. Steel Research, 46:1-3, CD, paper No089.
127. Earls, C.J.(1998): On the inelastic failure of high strength steel I-shaped beams, J. Construct. Steel Research, Vol. 49, No1-2, 1-24.
128. Wright, R.N., Hall, W.J.(1964): Loading rate effects in structural steel design, Journal of Struct. Division, Vol 90, ST5, 11-37.
129. N.E.A.K.: Greek Antiseismic Code, 1995, O.A.S.P., Greece.
130. Anastasiadis, A., Gioncu, V. (1999): Ductility of IPE and HEA beams and beam-columns, 6th International Colloquium on Stability and Ductility of Steel Structures, Timisoara, Romania, 249-258.
131. Tehami, M.(1997): Local buckling in class 2 continuous composite beams, J. Construct. Steel Research, Vol. 43, No1-3, 141-159.
132. Aribert, J.M., Grecea, D.(1998): A new method to evaluate the q-factor from elastic-plastic dynamic analysis and its application to steel structures, in Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas, STESSA'97, Kyoto, Japan, 382-393.
133. Dubina, D., Stratan, A., Ciutina, A., Dinu, F. (1998): Evaluation of global seismic performance, Research report "RECOS", U.P. Timisoara, Romania.
134. SAC, 1995: Interim Guidelines: Evaluation, Repair, Modification and Design of Welded Steel Moment Frame Structures, FEMA 267/SAC-95-02. SAC Joint Venture, Sacramento, California, U.S.A.
135. JSSC, 1996: Kobe earthquake damage to steel moment connections and suggested improvement, Technical report, No. 39, Japan.
136. Popov, E.G., Yang, T.S., Chang, S.P.(1998): Design of steel MRF connections before and after 1994 Northridge earthquake, Engineering Structures, Vol. 20, No. 12, 1030-1038.
137. Popov, E.G., Blondet, M., Stepanov, L.(1996): Application of Dog-Bones for improvement of seismic behaviour of steel connections, Report UCB/EERC 96-05, University of California, Berkeley, U.S.A.
138. Plumier, A.(1994): Behaviour of connections, J. Construct. Steel Research, Vol. 29, No1, 95-119.
139. Sabol, T.A., Engelhardt, M.D, et.al.(1996): Overview of the AISC Northridge moment connection test program, Eleventh World Conference on Earthquake Engineering, CD, Paper No 857.
140. Houghton, D.L.(1998): The side plateTM moment connection system : A design breakthrough eliminating recognized vulnerabilities in steel moment-resisting frame connections, J. Construct. Steel Research, Vol. 46, No1-3, Paper No. 275.
141. Chen, S.J., Yeh, C.H., Chu, J.M.(1996): Ductile steel beam-to-column connections for seismic resistance, J. Structural Eng. Vol. 122, No. 11, 1292-1299.
142. Tsai, K.C., Chen, C.H.(1996): Performance of ductile steel beam-column moment connections, Eleventh World Conference on Earthquake Engineering, CD, Paper No 405.
143. Chen, S.J.(1998): Effects of floor slab on the seismic behavior of steel beam-to-column connections with reduced beam section, J. Construct. Steel Research, Vol. 46, No1-3, Paper No. 218.
144. Hajjar, J.F., Leon, R.T.(1996): Effect of floor slabs on the performance of SMR connections, Eleventh World Conference on Earthquake Engineering, CD, Paper No 656.
145. Tremblay, R., Tchobotarev, N., Filiatrault, A.(1997): Seismic performance of RBS connections for steel moment resisting frames: influence of loading rate and floor slab, in Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas, STESSA'97, Kyoto, Japan, 664-671.

146. Anastasiadis, A., Gioncu, V. (1998): Influence of joint details on the local ductility of steel moment resisting frames, 3rd National Greek Conference of Steel Structures, Thessaloniki, 30-31 October, Greece.
147. SAC, 1996: Connection test summaries, FEMA 267/ SAC-96-02. SAC Joint Venture, Sacramento, California, U.S.A.
148. Lam, N., Wilson, J. (1996): Building ductility demand: Interplate versus Intraplate earthquakes, *Earth. Eng. Struct. Dynamics*, Vol. 25, 965-985.
149. Gazetas, G. (1996): *Geodynamics and Earthquake Engineering : Historical Cases*, Ed. Symeon (in greceste).
150. Mazzolani, F.M., Piluso, V. (1995): Seismic design criteria for moment resisting steel frames, in *Steel Structures, Eurosteel'95*, Athens, Ed. Balkema, 247-254.
151. Mazzolani, F.M., Piluso, V. (1997): A simple approach for evaluating performance levels of moment-resisting steel frames, in *Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes*, Bled, Slovenia Ed. Balkema, 241-252.
152. Hall, J. (1998): Seismic response of steel frame buildings to near-source ground motions, *Earth. Eng. Struct. Dynamics*, Vol. 27, 1445-1464.
153. SAC, 1996: Connection test summaries, FEMA 267/ SAC-96-02. SAC Joint Venture, Sacramento, California, U.S.A.
154. SAC, (1996): Technical Report: Parametric Analytical Investigations of Ground Motion and Structural Response, earthquake of January 17, 1994, SAC-95-05, 1.1-1.81 SAC Joint Venture, Sacramento, California, U.S.A.
155. Anastasiadis, A., Mateescu, G., Gioncu, V., Mazzolani, F.M. (1999): Reliability of joint systems for improving the ductility of MR-frames, 6th International Colloquium on Stability and Ductility of Steel Structures, Timisoara, Romania, 259-282.
156. Hong, L., Schiff, S.D. (1996): Seismic mitigation and evaluation of steel moment resisting frames, in *Eleventh World Conference on Earthquake Engineering*, CD, Paper 973.
157. U.B.C (1997): Uniform Building Code, Volume 2, Structural Engineering provisions. International Conference of Building Officials, Whittier, CA, U.S.A.
158. Park, Y.J., Ang, A.H-S. (1985): Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete, *J. Structural Engineering*, ASCE, Vol. 111, No. 4, 723-739.
159. Gioncu, V., Mateescu, G. (1998): Studiul efectelor seismice de tip Banat asupra structurilor metalice, din beton armat si zidarie, comparativ cu efectele asupra acelorasi structuri amplasata in zonele afectate de seismele vrance, Contract A 93, Faza A93.1, INCERC, Timisoara, Romania.
160. Vayas, I., Ciutina, A., Dinu, F., Spiliopoulos, A. (1999): Interaction between local and global ductility. Copernicus RECOS, Second Report.
161. Shinozuka, M., Moriyama, K. (1989): An assessment of uncertainties in seismic response, in *Earthquake Hazards and the Design of Constructional Facilities in the Eastern United States*, *Annals of the New York Academy of Sciences*, Vol. 558, 234-250.

ANEXE

- Anexa I. A.I.1 Caracteristicile mecanice otelurilor folosite in Europa
A.I.2 Caracteristicile mecanice otelurilor folosite in Japonia de tip SN
- Anexa II. A.II.1 Influenta variabilitatii limitei de curgere pentru Fe 360
A.II.2 Influenta variabilitatii limitei de curgere pentru Fe 430
A.II.3 Inluenta variabilitatii limitei de gurgere pentru Fe 510
- Anexa III. A.III.1 Limitele de suplete conform LSD-AIJ(1986, draft)
A.III.2 Limitele de suplete conform LSD-AIJ(1990, draft)
- Anexa IV. A.IV.1Relatii pentru evaluarea capacitatii de rotire capabile prin metode teoretice
A.IV.2 Relatii pentru evaluarea capacitatii de rotire capabile prin metode
aproximative si empirice
- Anexa V. A.V. Comparatia capacitatilor de rotire R_{max} si R_u cu datele experimentale
- Anexa VI. A.VI. Interactiunea M-N, M-V, conform EC3
- Anexa VII. A.VII. Formele mecanismului de cedare in plan
- Anexa VIII. A.VIII.1 Moduri de voalare plastica obtinute experimental
A.VIII.2 Moduri de voalare plastica obtinute experimental
A.VIII.3 Moduri de voalare plastica obtinute experimental
- Anexa IX. A.IX.1 Date experimentale. Lukey-Adams⁹⁰
A.IX.2 Date experimentale. Kulhman⁸⁵
A.IX.3 Date experimentale. Spangemacher¹⁰⁵
A.IX.4 Date experimentale. Boeraeve et.al.¹⁰⁶
A.IX.5 Date experimentale. Kemp¹⁰⁹
A.IX.6 Date experimentale. Suzuki et.al.⁹⁷
- Anexa X. A.X Calculul rotirii plastice grinzilor standard de tip SB1, SB2
- Anexa XI. A.XI Clasificarea efectului cresterii ratei deformatiilor
- Anexa XII. A.XII Date experimentale privind influenta incarcarilor ciclice asupra
capacitatii de rotire.
- Anexa XIII. A.XIIIa Comportare post-elastica a imbinarii solidarizate cu placi
A.XIII.b Comportare post-elastica a imbinarii cu rigidizari
- Anexa IX. A.IXa Comportare post-elastica a sectiunii cu talpi reduse variabil
A.IXb Comportare post-elastica a sectiunii reduse prin aplicarea gaurilor

Anexa I. A.I.1 Caracteristicile mecanice otelurilor folosite in Europa ($t \leq 40$ mm)

Annex I. A.I.1 Mechanical properties for structural steel used in Europe ($t \leq 40$ mm)

Calitate	Tensiuni (N/mm^2)			Deformatii specifice %				Moduli (N/mm^2)			
	f_y	f_u	f_y/f_u	ϵ_y	ϵ_h	ϵ_u	ϵ_t	E	E_h	E/E_h	G
Fe 360	235	360	0.65	0.112	1.38	14	25	210000	5600	37.5	80769.20
Fe 430	275	430	0.63	0.131	1.44	12	22		4900	47.8	
Fe 510	355	510	0.69	0.169	1.66	11	20		4350	48.2	

A.I.2 Caracteristicile mecanice otelurilor folosite in Japonia de tip SN(Specificatii JIS-SN)

A.I.2 Mechanical properties for structural steel used in Japan (Specification JIS-SN)

Calitate	Tensiunea minima de intindere(MPa)	Tip	Proprietati de baza ¹	Sudabilitate ²	YR ³	YP ⁴	vE ⁵	ϕ ⁶
A	400	SN400A	☐	×	×	×	×	×
B	400 490	SN400B SN490B	☐	☐	☐	☐	☐	×
C	400 490	SN400C SN490C	☐	☐	☐	☐	☐	☐

☐-Sunt specificate.

×-Nu sunt specificate.

*Pentru otelurile de tip SN400A si SN400B,490B grosimile placilor sunt intre $6 \leq t \leq 100$ (mm), iar pentru SN400C, 490C grosimile sunt $16 \leq t \leq 100$ (mm).

1)Limitele compozitiei chimice(C,Si,Mn,P,S), $f_{y,min}$, f_u si alungirea sunt specificate.

2) $C_{eq} \leq 0.36\%$ (400 MPa)

$C_{eq} \leq 0.44\%$ ($t \leq 40$), si $\leq 0.46\%$ ($t > 40$) pentru 490 MPa

$P_{em} \leq 0.26$ pentru 400 MPa si $P_{em} \leq 0.29$ pentru 490 MPa

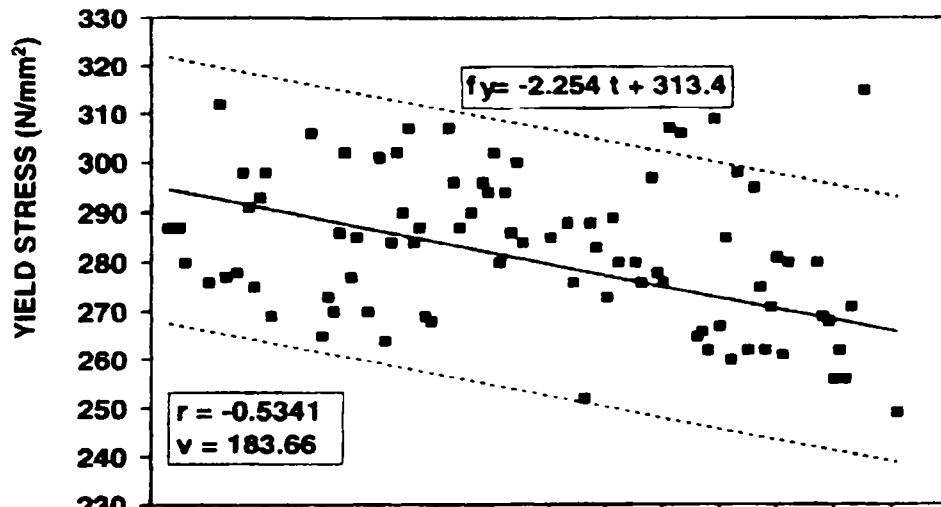
3)Y.R (yielding ratio): $f_y / f_u \leq 80\%$

4)Y.P (yielding point): $235 \leq Y.P \leq 355$ ($t \leq 40$), $215 \leq Y.P \leq 335$ ($t > 40$) pentru 400 MPa.

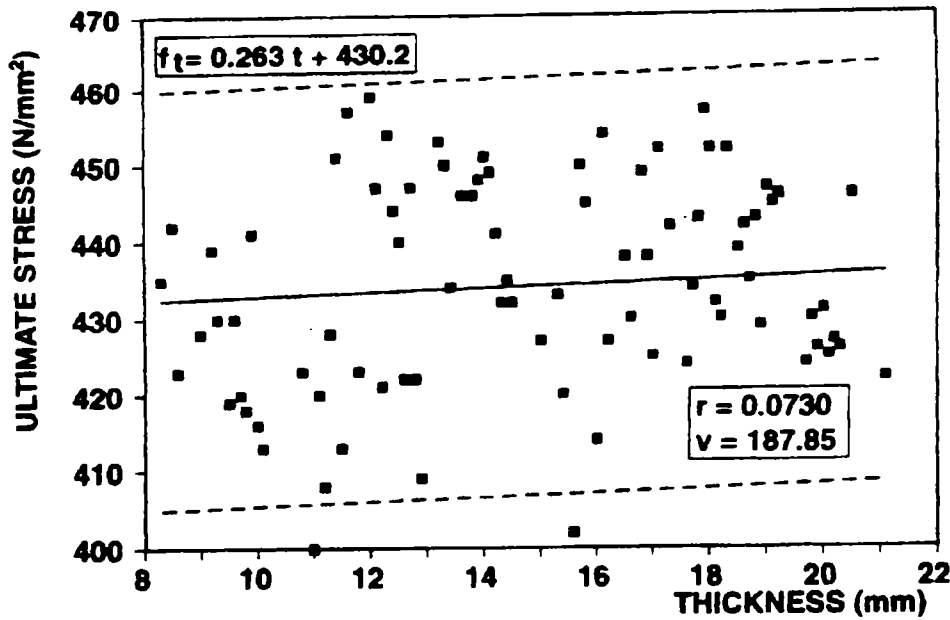
$325 \leq Y.P \leq 445$ ($t \leq 40$), $295 \leq Y.P \leq 415$ ($t > 40$) pentru 490 MPa.

5) vE(Inercarea Charpy) ≥ 27 Joule la $0C^\circ$ (trei probe) $t > 12$

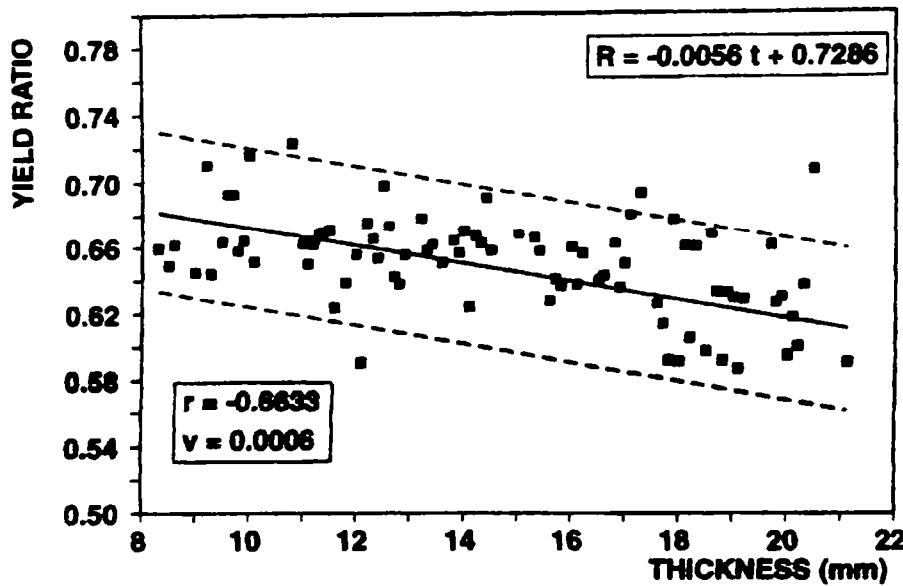
6) ϕ : procentul de reducere a grosimii, $\phi \geq 25\%$ si $\phi \geq 15\%$ pentru $t > 16$.



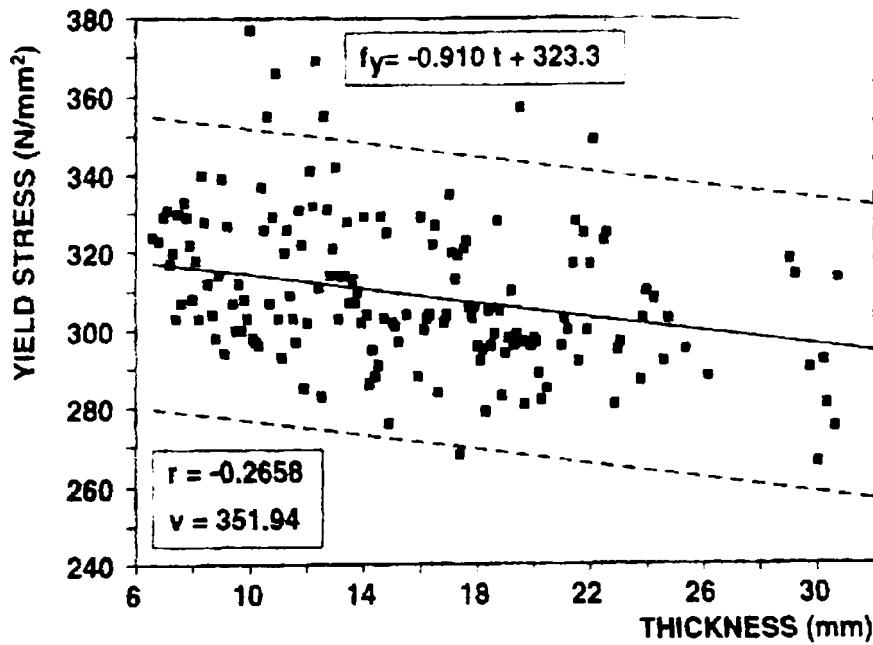
a) Diagrama f_y - t pentru Fe 360 obtinute din analiza de regresiune



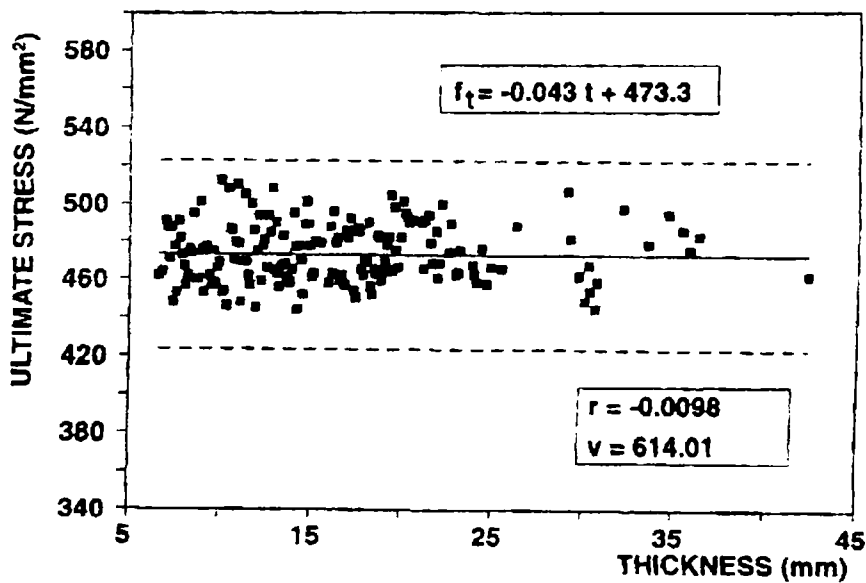
b) Diagrama f_u - t pentru Fe 360



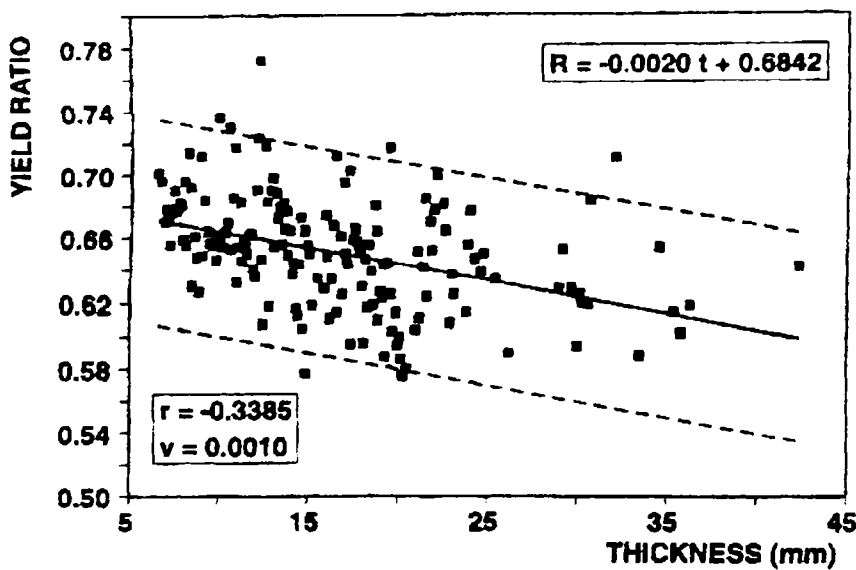
c) Diagrama f_y/f_u pentru Fe 360



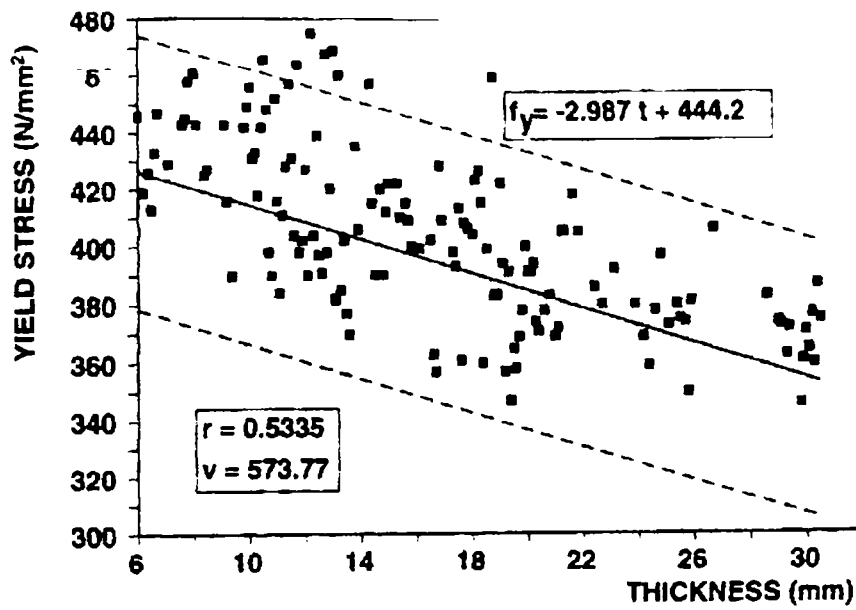
a) Diagrame f_y-t pentru Fe 430 obtinute din analiza de regresiune



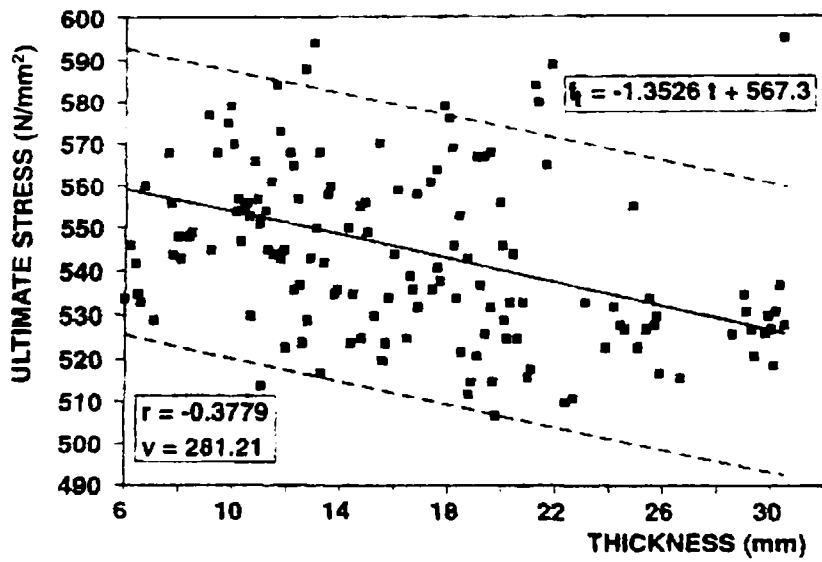
b) Diagrame f_t-t pentru Fe 430 obtinute din analiza de regresiune



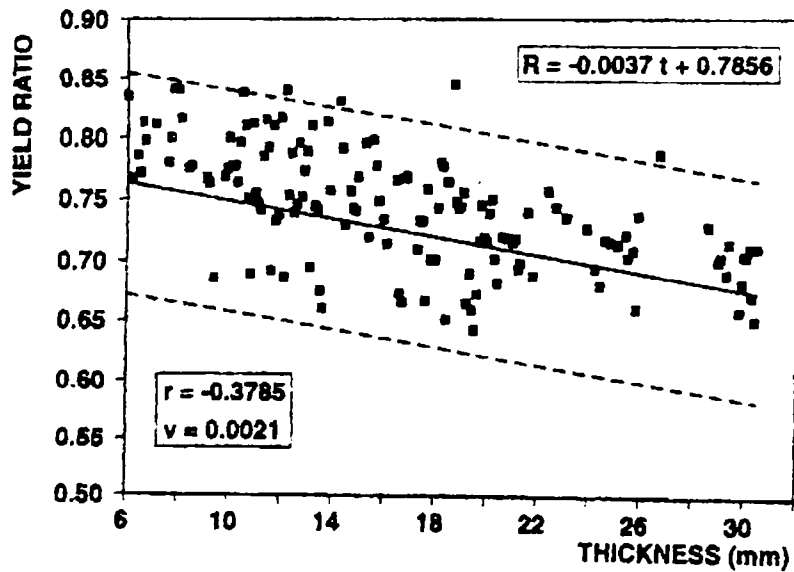
c) Diagrame f_y / f_t-t pentru Fe 430 obtinute din analiza de regresiune



a) Diagrama f_y-t pentru Fe 510 obtinute in analiza de regresiune



b) Diagrama f_u-t pentru Fe 510 obtinute din analiza de regresiune



c) Diagrama f_y/f_u-t pentru Fe 510 obtinute din analiza de regresiune

A.III.1 Limitele de suplete conform LSD-AIJ(1986,draft).

A.III.1 Width-to-thickness limitations according to LSD-AIJ(1986,draft)

Element	Clasa sectiunii		
	1	2	3
Grinda	$b/t_f + 0.09d/t_w \leq 16.2\epsilon$	$b/t_f + 0.09d/t_w \leq 19.4\epsilon$	$b/t_f + 0.09d/t_w \leq 21.7\epsilon$
	$d \geq 2b \quad b/t_f \leq 16.24\epsilon \quad d/t_w \leq 74.56\epsilon$		
Grinda- Stalp	$b/t_f + 0.16d/t_w \leq 16.2\epsilon$	$b/t_f + 0.16d/t_w \leq 19.4\epsilon$	$b/t_f + 0.16d/t_w \leq 21.7\epsilon$
	$d \geq 2b \quad b/t_f \leq 16.24\epsilon \quad d/t_w \leq 50.16\epsilon$		

A.III.2 Limitele de suplete conform LSD-AIJ(1990,draft)

A.III.2 Width-to-thickness limitations according to LSD-AIJ(1990,draft)

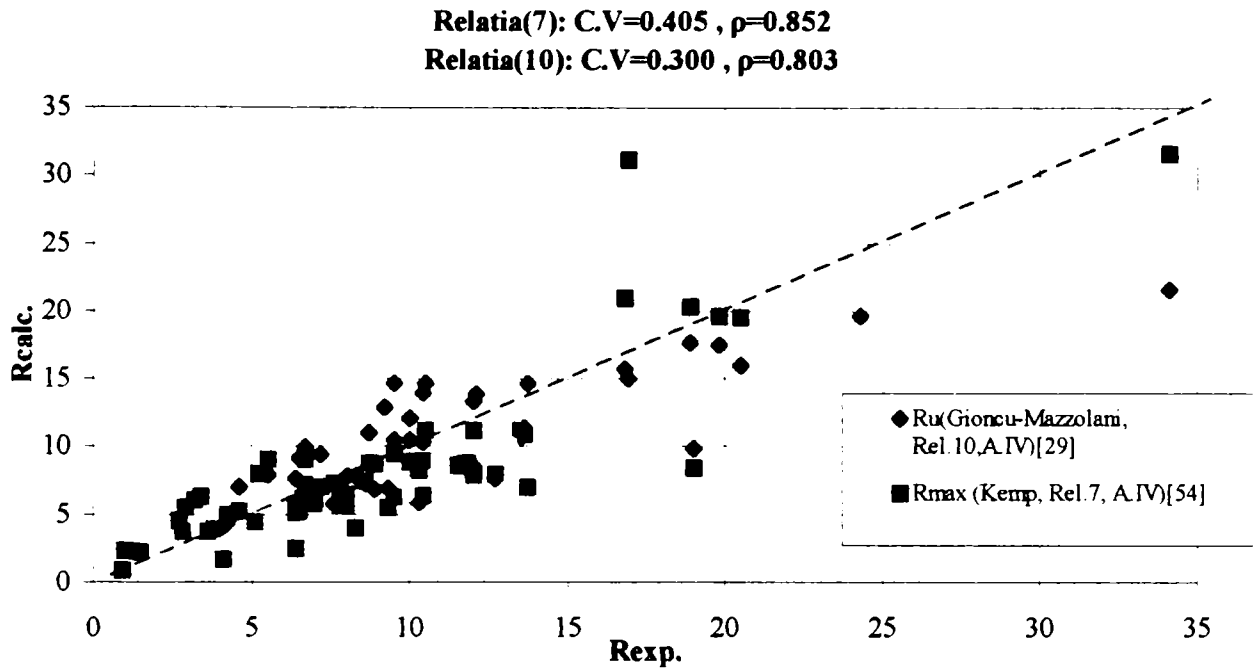
Element	Clasa sectiunii		
	1	2	3
Grinda	$(b/13t_f)^2 + (d/82.8t_w)^2 \leq \epsilon$	$(b/13.7t_f)^2 + (d/88.7t_w)^2 \leq \epsilon$	$(b/15t_f)^2 + (d/96.5t_w)^2 \leq \epsilon$
	$d/t_w \leq 65.23\epsilon$		
Grinda- Stalp	$(b/13t_f)^2 + (d/60.7t_w)^2 \leq \epsilon$	$(b/13.7t_f)^2 + (d/64.6t_w)^2 \leq \epsilon$	$(b/15t_f)^2 + (d/69.2t_w)^2 \leq \epsilon$
	$d/t_w \leq 46.31\epsilon$		

Metode Teoretice	
Kato ^{88,89}	<ul style="list-style-type: none"> • $\rho > (s-1)/2$ $R_{max} = \frac{s-1}{2(s-\rho)(1-\rho)} \left[2 \frac{\varepsilon_h}{\varepsilon_y} \frac{h}{h_e} + (s-1) \frac{E}{E_h} \frac{l}{l_e} \right] \quad (1)$ <ul style="list-style-type: none"> • $\rho \leq (s-1)/2$ $R_{max} = \frac{1}{(s-\rho)(1-\rho)} \left\{ 2 \frac{\varepsilon_h}{\varepsilon_y} \frac{h}{h_e} (s-\rho-1) + \frac{E}{E_h} \frac{l}{l_e} [2\rho^2 + (s-1)(s-2\rho-1)] \right\} \quad (2)$ <ul style="list-style-type: none"> • $\rho=0$ (Incovoiere pure) <p>Se noteaza: $\rho = \sigma_o / \sigma_y$ $s = \sigma_{cr} / \sigma_y$. Coeficientul de voalare, s, se calculeaza din relatia (3.8) $h_e =$ Inaltimea intre cele doua talpi (Inaltimea echivalenta)</p>
Mazzolani-Piluso ^{6,47}	<ul style="list-style-type: none"> • $\rho > (s-1)/2$ $R_{max} = \frac{1}{s-\rho} \left\{ (1-\rho) + \frac{s-1}{1-\rho} \left[(1-2\rho) + \frac{\varepsilon_h}{\varepsilon_y} + (s-1) \frac{E}{E_h} \right] \right\} - 1 \quad (3)$ <ul style="list-style-type: none"> • $\rho \leq (s-1)/2$ $R_{max} = \frac{1}{(s-\rho)(1-\rho)} \left\{ 1 + \rho^2 - 2\rho(s-1) + 2 \frac{\varepsilon_h}{\varepsilon_y} (s-\rho-1) + \frac{E}{E_r} 4\rho(s-\rho-1) + (s-2\rho-1) \frac{E}{E_h} \right\} - 1$ <ul style="list-style-type: none"> • $\rho=0$ (Incovoiere pura) <p>Notatii asemanatoare cu cele din relatii (1),(2) Coeficientul de voalara, s, se calculeaza din relatia (3.9).</p>
Kemp ^{54,109}	<ul style="list-style-type: none"> • Pentru grinzi: $R_{max} = \gamma \left(2 \frac{\varepsilon_h}{\varepsilon_y} - 1 + \frac{E}{E_h} \frac{\gamma}{1-\gamma} \right) \quad (5)$ <ul style="list-style-type: none"> • Pentru stalpi: $R_{max} = \frac{h'_w}{2h'_c} \gamma \left(2 \frac{\varepsilon_h}{\varepsilon_y} - 1 + \frac{E}{E_h} \frac{\gamma}{1-\gamma} \right) \quad (6)$ <p>Se noteaza: γ-coeficient ce tine cont de lungimea de voalare. h'_w-inaltimea intre centrele talpilor. h'_c-inaltimea din centrul talpii comprimate la axa plastica.</p> $R_{max} = 3.015 \left(\frac{60}{\lambda_e} \right)^{1.5} \quad (7)$ <p>$\lambda_e = K_f K_w K_d (L_i / r_{yc}) \gamma_f$ $25 < \lambda_e < 140$ $K_f = (b/t_f) \gamma_f / 9$; $\gamma_f = (F_{y,f} / 250)^{1/2}$ $K_w = (h_o / t_w) \gamma_w / 70$; $\gamma_w = (F_{y,w} / 250)^{1/2}$ $K_d = 0.71$ pentru sectiuni compuse, 1.0 pentru sectiuni din otel</p>

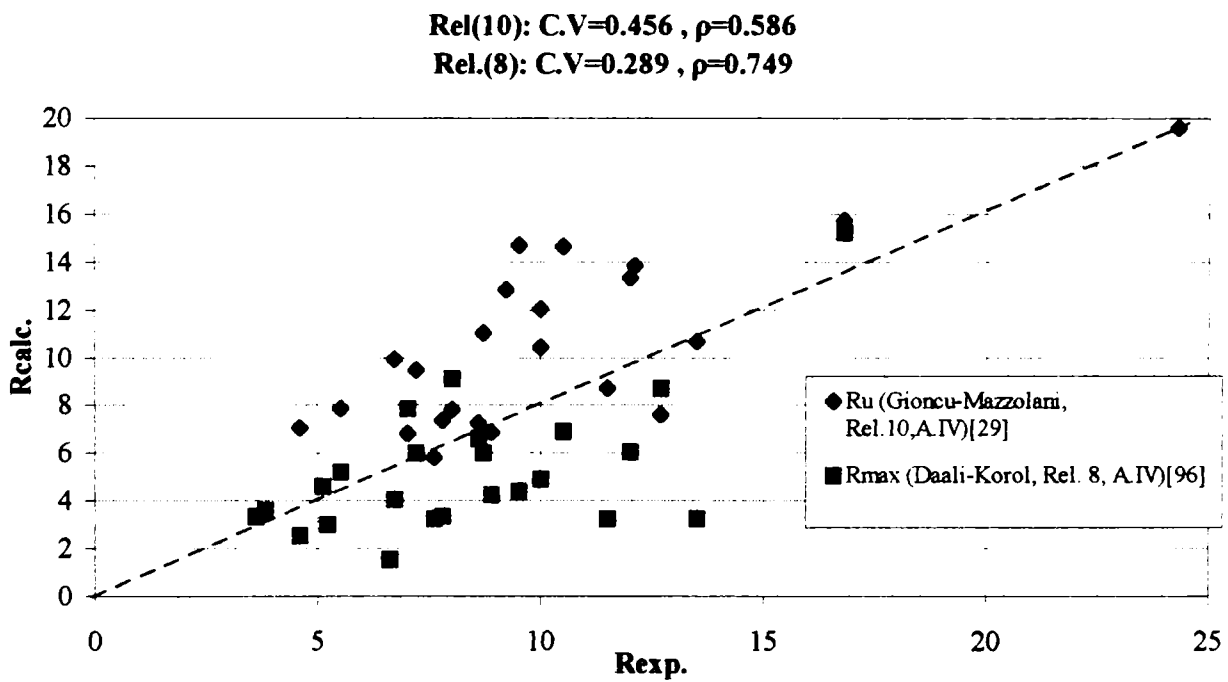
<p style="text-align: center;">Daali- Korol⁹⁶</p>	$R_{max} = \ell \left[(2s - 1) + e \frac{\ell}{1 - \ell} \right] \quad (8)$ <p>Se noteaza: $e = E / E_h$ $s = \epsilon_h / \epsilon_y$ ℓ - coeficient care tine seama de lungimea de voalare. $\ell = \ell_f / L$.</p> $\ell = 0.3997 - \frac{\alpha_f^2}{(E/480)} - \frac{\alpha_w^2}{(E/5695)}$ <p>$\alpha_f = b / t_f \zeta$; $\alpha_w = h / t_w \zeta$; $\zeta = (300 / f_y)^{1/2}$</p>
<p style="text-align: center;">Sedlacek- Spangemacher¹⁰⁵</p>	$R = R_0 \left(\frac{f_u}{f_y} \right) + \Delta R(t_f) + \Delta R \left(\frac{b_f}{t_f} \right) + \Delta R \left(\frac{L}{b_f} \right) - \Delta R(K_\ominus) \quad (9)$ <p>Relatia (9) se compune :</p> $R_0 \left(\frac{f_u}{f_y} \right) = 0.75 \left(\frac{f_u}{f_y} \right)^{6.5}$ $\Delta R \left(\frac{b_f}{t_f} \right) = \left[2.81 \left(\frac{f_u}{f_y} \right) - 2.74 \right] \left(20 - \frac{b_f}{t_f} \right)$ $\Delta R \left(\frac{L}{b_f} \right) = \left[2.70 \left(\frac{f_u}{f_y} \right) - 2.70 \right] \left(5 - \frac{L}{b_f} \right)$ $\Delta R(t_f) = \left[2.53 \left(\frac{f_u}{f_y} \right) - 2.63 \right] \alpha (15 - t_f)$ <p>$\alpha = 1.0$ pentru $t_f < 15 \text{ mm}$ $\alpha = 0.50$ pentru $t_f \geq 15 \text{ mm}$</p> $\Delta R(K_\ominus) = S_{K_\ominus} \Delta K_\ominus$ $\Delta K_\ominus = 9.31 - 0.035 \left(\frac{f_u}{f_y} \right)^{6.5} - \frac{G_h t_w^3}{3 d_w}$ <p>$S_{K_\ominus} = 0.35 (f_u / f_y)^4$ pentru $\Delta K_\ominus > 0$ $S_{K_\ominus} = 0$ pentru $\Delta K_\ominus \leq 0$</p>

Metode Aproximative	
Gioncu- Mazzolani ²⁹	$R_u = 3 \times 10^4 \frac{t_f^2}{bL} \varepsilon \left(0.80 + 0.20 \frac{f_{yw}}{f_{yf}} \right) \quad (10)$ <p> $\varepsilon = 235/f_{yf}$ t_f- grosimea talpii. b- jumatarea lungimii talpii. L- deschiderea elementului. f_{yw}, f_{yf} - limita de curgere a inimii, respectiv a talpii. </p>
Metode Empirice	
Kato-Akiyama ^{5,111}	$R_u = (m-1) \left(\frac{1}{k_h} + \frac{1}{ k_d } \right) \quad (11)$ <p> m- Raportul de "crestere a tensiunilor". </p> $m = \left(\frac{6.82}{\lambda_e^{1.7}} + 0.90 \right)^{1/2}$ <p> $\lambda_e = \lambda_y (\varepsilon_y)^{0.5}$ (pentru grinzi) ; $\lambda_e = 1.28 \lambda_y (\varepsilon_y)$ (pentru grinda-stalp) $\lambda_y = L/i_y$ Cand $m > m^*$ se cupleaza voalarea cu fenomenul pierderii stabilitatii prin incovoiere-torsiune. </p> $m^* = \left(\frac{2.36}{\lambda_e^{1.7}} + 0.90 \right)^{1/2}$ <p> $K_b = 0.03 + 0.04\rho$ $K_d = -0.355 \lambda_w (\varepsilon_y)^{0.5}$ $K_d = -[-1.33 + (10.6 \lambda_f - 2) (0.63 + 0.33 \lambda_w)] (\varepsilon_y)^{0.5}$ $\lambda_f = b_f (\varepsilon_y)^{0.5} / 2t_f$ $\lambda_w = d_w (\varepsilon_y)^{0.5} / t_w$ </p>
Nakamura ¹¹²	$R_u = \frac{B}{\lambda_{LT}} - 1 \quad (12)$ <p> $\lambda_{LT} = (M_p / c M_{cr})^{0.5}$ M_{cr}- Momentul critic pentru grinda simplu rezemata cu moment uniform c- Coeficient care tine cont de fenomenul incovoierii laterale. B- Coeficientul care tine cont variatia momentului¹¹¹. $B = 1 - 0.5a$ cand $-1 \leq a \leq 0$; $B = 1 - a$ cand $0 \leq a \leq 2/3$; $B = 1/3$ cand $2/3 \leq a \leq 1$ a= Raportul momentelor la capetele grinzii (pozitiv cand nu schimba semn). </p>

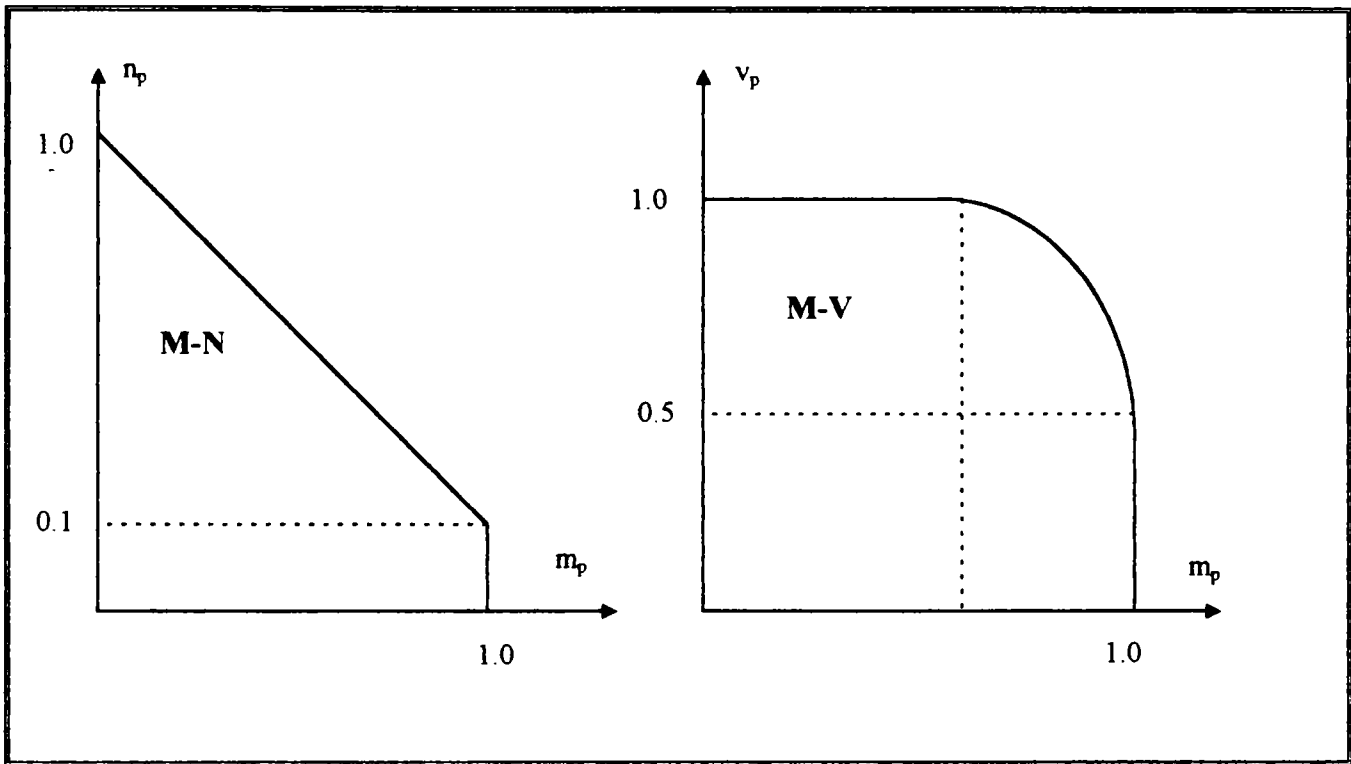
	<ul style="list-style-type: none"> • $\rho < A_w / 2A$ $R_{max} = \left(\frac{500}{k} \frac{L_x}{i_x} \frac{L_b}{i_y} \frac{235}{f_y} \right)^{1/2} \left[80(\lambda_r - 0.65)^2 - 4.0\lambda_w + 6 \right] \quad (13)$ <ul style="list-style-type: none"> • $\rho > A_w / 2A$ $R_{max} = \left(\frac{500}{k} \frac{L_x}{i_x} \frac{L_b}{i_y} \frac{235}{f_y} \right)^{1/2} \left[50(\lambda_r - 0.65)^2 - 5.5\lambda_w + 7 \right] \quad (14)$ <p>Se noteaza: L_x-distanța între articulația plastică și punctul în care momentul este zero L_b- distanța între rigidizările laterale. k- coeficient numeric, care depinde de distribuția momentului, definind lungimea de încovoiere-torsiune kL_b. Se ia 0.70. $\rho = \sigma_o / \sigma_y$ În cazul unei grinzi sau unei grinzi-stalp care lucrează la dubla curbura, cu momente de capete $M_1 > M_2$, L_x și k se pot calcula din:</p> $L_x = \frac{L_b}{1 + \frac{M_2}{M_1}}$ $k = 0.7 \left(\frac{1.75}{c_b} \right)^{1/2}$ $c_b = 1.75 + 1.05 \frac{M_2}{M_1} + 0.30 \left(\frac{M_2}{M_1} \right)^2 \leq 2.30$
Mitani-Makino-Matsui ¹¹⁹	<ul style="list-style-type: none"> • Capacitatea de rotire pentru grinda-stalp: $R_{max} = 9.90 - 0.0157 \frac{d}{t_w} (f_y)^{1/2} \quad \text{pentru } N/N_y = 0 \quad (15)$ $R_{max} = 10.8 - 0.10 \frac{d}{t_w} (f_y)^{1/2} \quad \text{pentru } N/N_y = 0.30 \quad (16)$ <p>Pentru valori $N/N_y = 0.60$ relațiile nu sunt valabile datorită faptului că numărul experimentelor este mic.</p>



a) Corelarea intre R_{max}^{54} si R_u^{29} , obtinute teoretic, cu date obtinute experimental^{85,90,105,106}



b) Corelarea intre R_{max}^{96} si R_u^{29} , obtinute teoretic, cu date obtinute experimental⁸⁵.



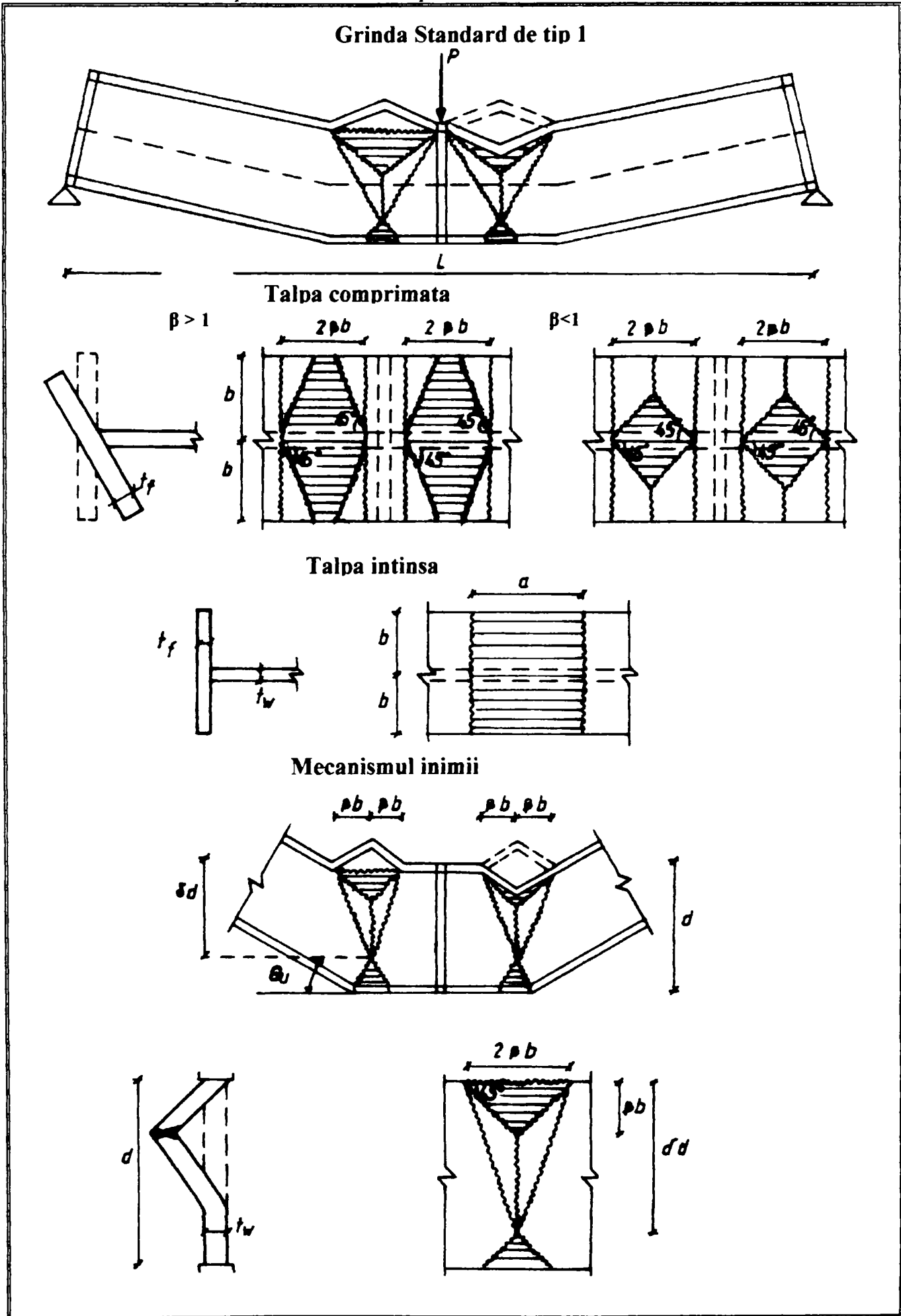
$$n_p = \frac{N}{N_p} ; v_p = \frac{V}{V_p} \quad (\text{A.VI.1})$$

$$m_n = 1.0 \quad \text{cand } 0 \leq n_p \leq 0.10 \quad (\text{A.VI.2})$$

$$m_n = 1.11(1-n_p) \quad \text{cand } n_p \geq 0.10 \quad (\text{A.VI.3})$$

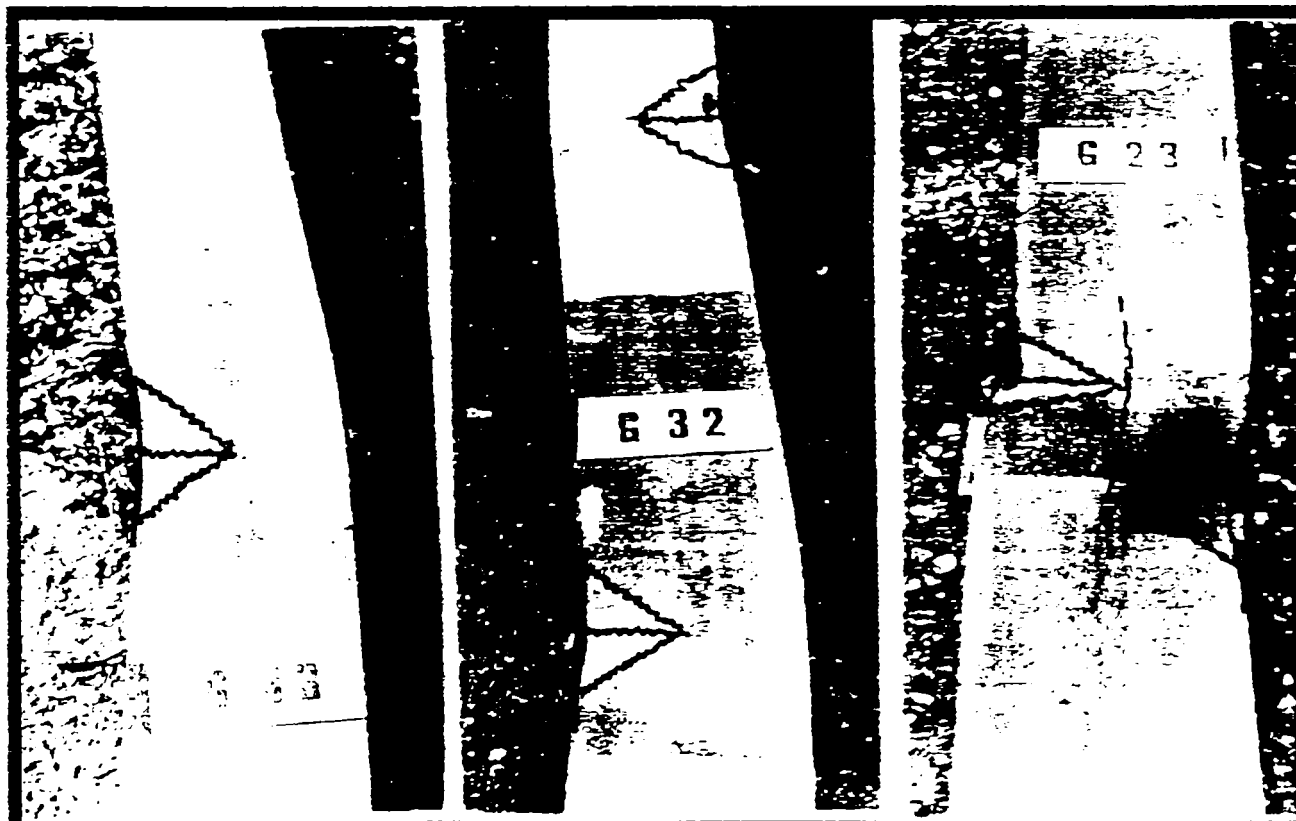
$$m_v = 1.0 \quad \text{cand } 0 \leq v_p \leq 0.50 \quad (\text{A.VI.4})$$

$$m_v = 1 - d^2 t_w f_{yw} (v_p - 0.50) / m_n M_p \quad \text{cand } v_p \geq 0.50 \quad (\text{A.VI.5})$$

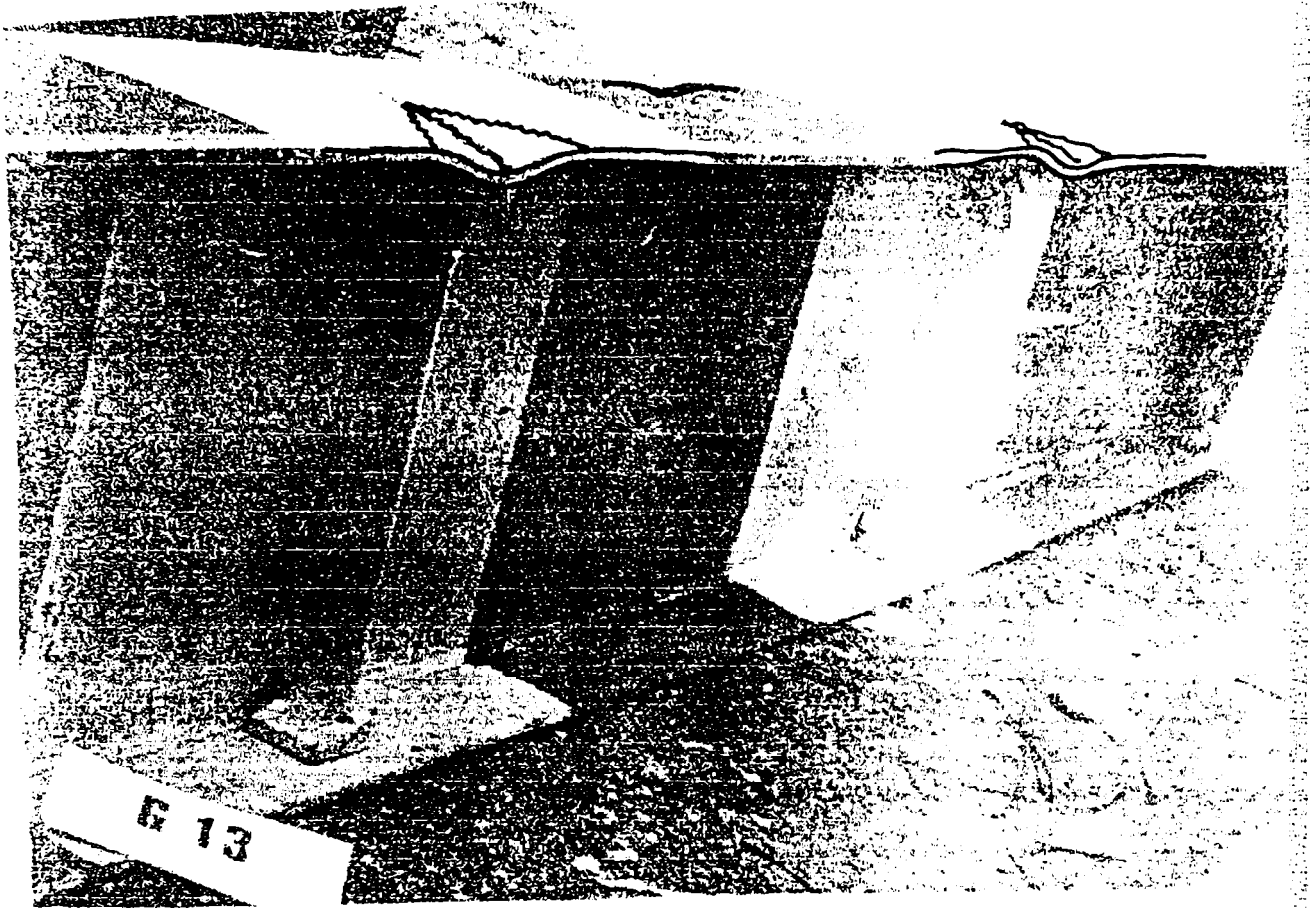




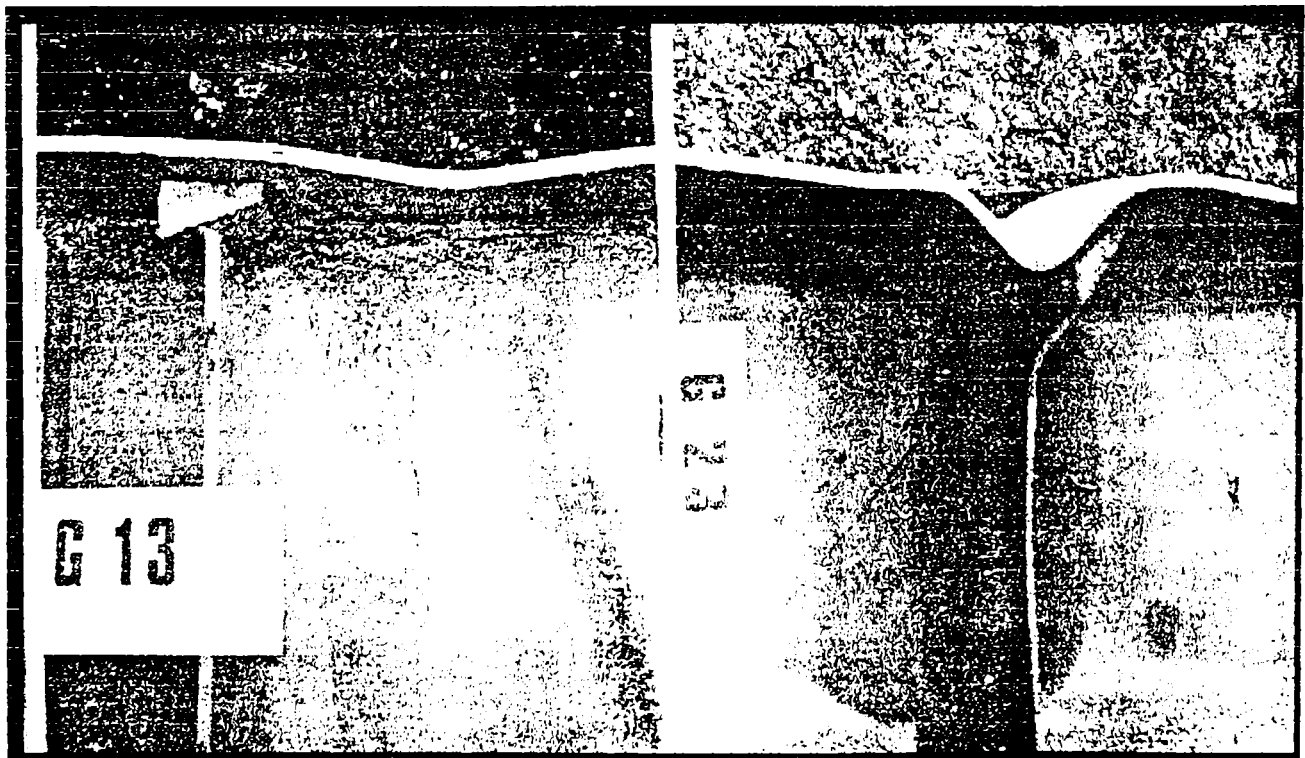
a) Voalarea in plan , asimetric cu sectiunea transversala



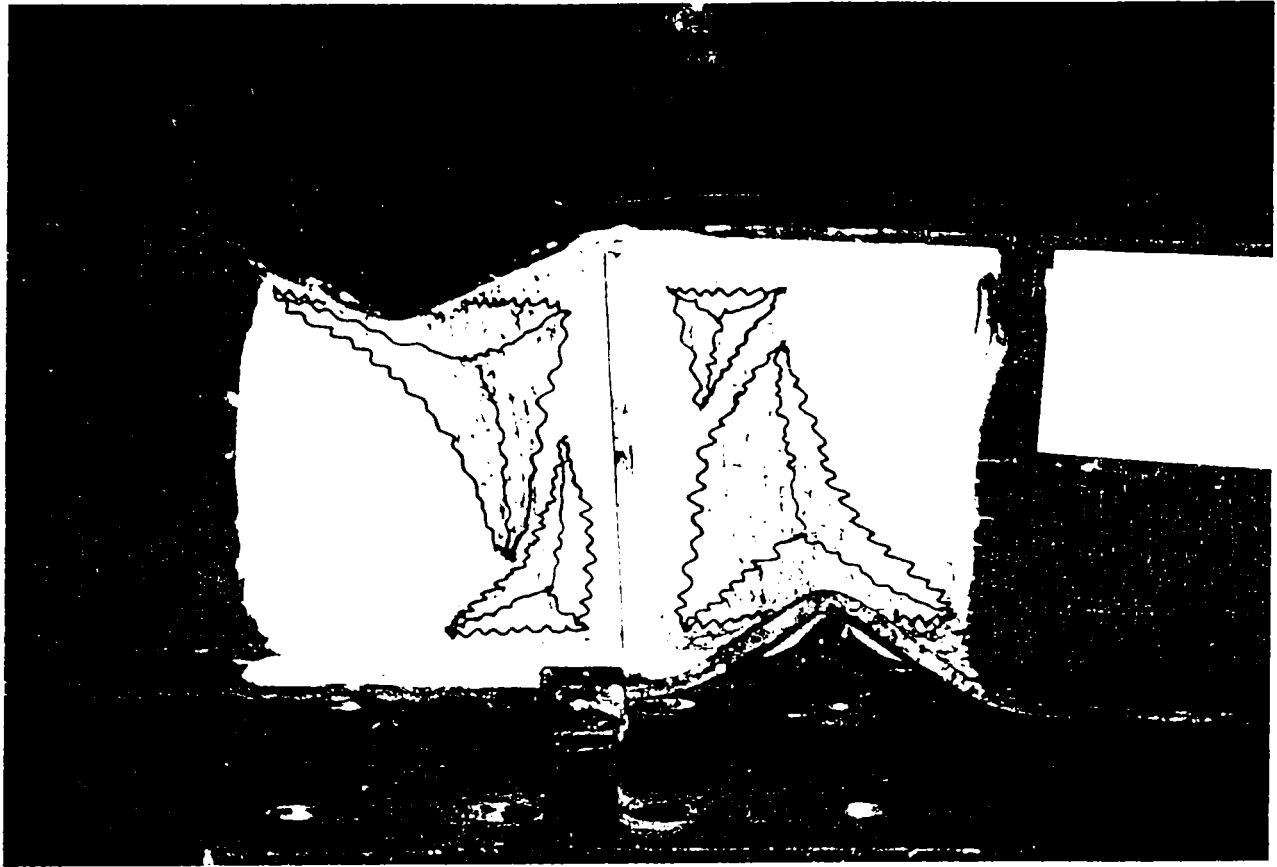
b) Voalarea in afara planului simetric sau asimetric in legatura cu mijlocul grinzii



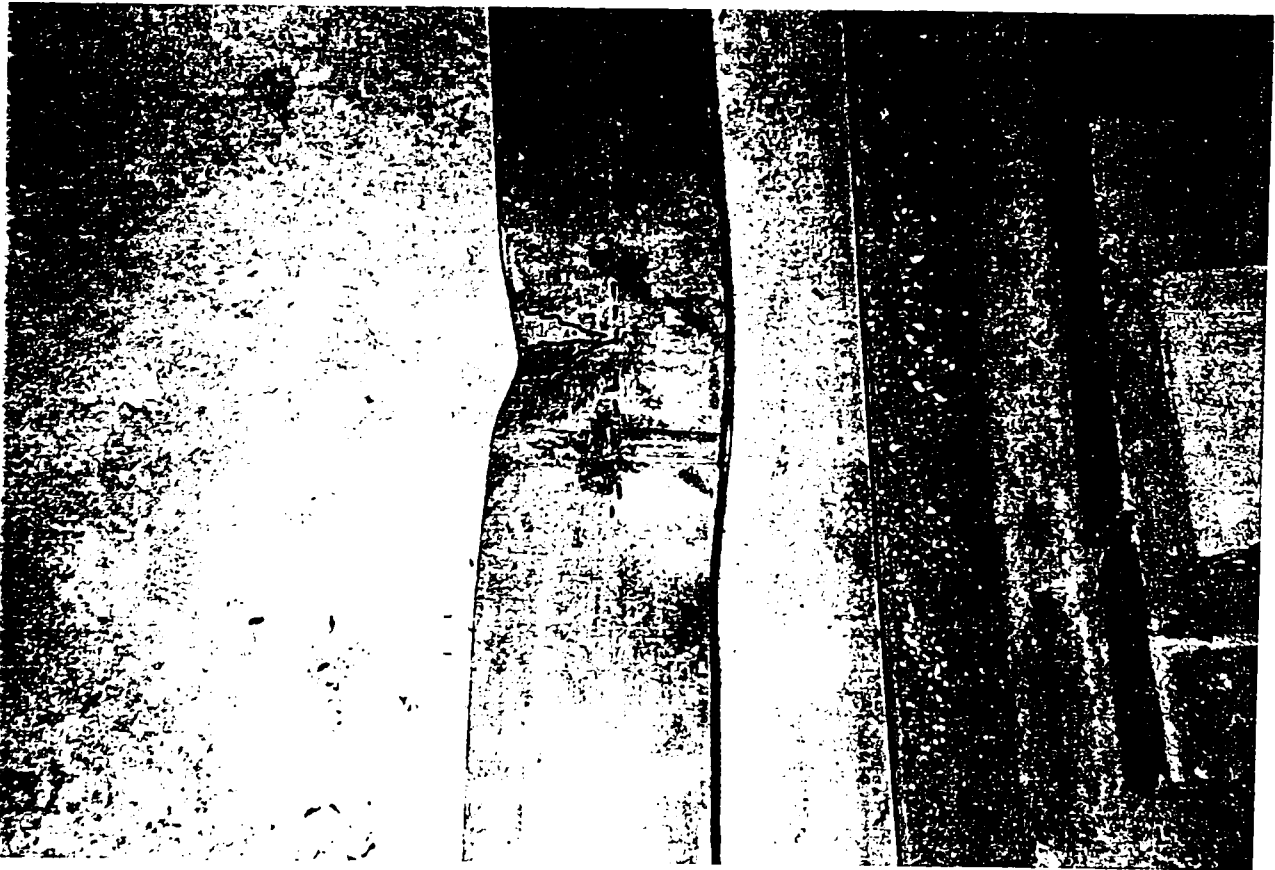
c) Voalarea in afara planului pentru grinda standard de tip 2



d) Voalarea inimii, simetrica, asimetrica



a) Mecanism plastic, partial format, al inimii



b) Voalare in afara planului

Anexa IX. Date Experimentale
Annex IX. Experimental data

A.IX.1 (Lukey -Adams)⁹⁰

Num.	b (mm)	d (mm)	t _r (mm)	t _w (mm)	f _{yr} (N/mm ²)	f _{yw} (N/mm ²)	L (mm)	R _{exp}
A-1	101.75	235.1	10.80	7.65	283	308	3480	11.80
A-2	88.0	235.1	10.80	7.65	283	308	2946	13.60
B-1	51.30	191.3	5.28	4.45	371	395	1554	2.90
B-2	36.95	191.3	5.28	4.45	371	395	1036	10.40
B-3	43.05	191.3	5.28	4.45	371	395	1254	6.70
B-4	47.00	191.3	5.28	4.45	371	395	1396	3.40
B-5	48.40	191.3	5.28	4.45	371	395	1448	3.20
C-1	50.95	241.2	5.26	4.60	371	350	1372	4.20
C-2	36.85	241.2	5.26	4.60	371	350	960	13.70
C-3	42.95	241.2	5.26	4.60	371	350	1168	8.00
C-4	46.75	241.2	5.26	4.60	371	350	1296	4.20
C-5	44.45	241.2	5.26	4.60	371	350	1280	6.50

A.IX.2 (Kulhmann)⁸⁵

Num	b (mm)	d (mm)	t _r (mm)	t _w (mm)	f _{yr} (N/mm ²)	f _{yw} (N/mm ²)	L (mm)	ε/ε _{st}	E/E _s	R _{exp}
1	70.5	278	8.0	5.0	236	217	3404	15.9	67.33	8.0
2	75.0	278	8.0	5.0	236	217	3704	15.9	67.33	7.0
3	80.0	277	8.5	5.5	217	449	4000	10.0	58.45	1.0
4	80.0	261	8.08.0	6.0	287	260	2540	29.3	61.85	12.7
5	80.0	258	8.0	5.0	287	252	2636	25.9	61.85	8.60
6	80.0	259	8.0	4.0	287	252	2716	14.5	61.85	4.60
7	80.0	280	8.0	5.0	287	252	1796	12.9	61.85	13.5
8	80.0	280	8.0	5.0	287	252	2196	-	-	11.5
9	80.0	275	8.0	5.0	285	252	2598	12.9	61.85	7.80
10	85.0	279	8.0	5.0	236	217	2802	15.9	67.33	5.50
11	91.0	278	8.0	5.5	236	217	3002	15.9	67.33	8.90
12	95.0	278	8.0	5.5	236	217	3400	7.48	67.33	7.60
13	70.5	239.6	10.2	5.5	333	709	3000	7.48	94.81	5.10
14	75.0	239.0	10.0	5.5	333	709	3200	7.48	94.81	3.80
15	80.0	237.2	10.4	5.5	333	709	3508	7.48	94.81	3.60
16	80.0	148.	10.2	5.5	333	709	2304	7.48	94.81	10.5
17	80.0	200.0	10.0	5.5	333	709	2204	7.48	94.81	9.50
18	80.5	269.0	10.0	5.5	333	709	2100	7.48	94.81	6.60
19	80.0	278.0	10.0	6.0	333	349	2000	13.2	81.54	12.0
20	80.0	279.0	10.0	6.0	333	349	2402	13.2	81.54	8.70
21	80.0	279.0	10.0	6.0	333	349	2804	-	-	7.20
22	85.0	279.0	10.0	6.0	333	349	2406	13.2	81.54	10.0
23	91.5	278.4	10.3	6.0	333	349	2500	13.2	81.54	6.70
24	95.0	278.6	10.2	6.0	333	349	2700	13.2	81.54	5.20

A.IX. 3 (Spangemacher)¹⁰⁵

Num.	b (mm)	h (mm)	d _w (mm)	t _f (mm)	t _w (mm)	f _{yf} (N/mm ²)	f _{yw} (N/mm ²)	r	L (mm)	R _{exp,n}
D16B3M (HEB220)	110.3	219.5	152.1	15.7	10.0	274.5	348	18	1200	22.5*
D19A4M (HEB220)	109.6	220.4	152.4	16.0	9.40	525.2	541	18	1200	20.0*
D20B4M(HEB220)	109.7	220.0	152.2	15.9	9.70	525.2	541	18	1200	1.2*
D01A4M(HEB220)	109.4	219.1	150.5	16.3	9.80	486	532	18	3500	6.4
D02B4M(HEB220)	109.3	217.3	165.1	16.2	9.40	486	532	18	3500	7.8
D09A3M(HEB220)	109.5	218.7	150.1	16.3	9.60	278	286	18	3500	18.9
D10A3M(HEB220)	109.2	217.4	149.2	16.1	9.40	278	286	18	3500	19.8
EA22312(HEA220)	110.2	208.3	151.3	10.5	7.50	282	308	18	1200	32.9*
EA2233(HEA220)	110.0	209.0	152.0	10.5	7.50	282	308	18	3000	12.0
EA2234(HEA220)	110.5	211.0	153.0	11.0	7.40	282	308	18	4000	9.30
EA22412(HEA220)	112.8	215.5	157.5	11.0	7.50	420	437	18	1200	15.4*
EA2243(HEA220)	112.8	210.3	152.3	11.0	7.50	420	437	18	3000	2.80
EA2244(HEA220)	111.0	214.0	156.6	10.7	7.50	420	437	18	4000	1.50
EB28312(HEB280)	139.5	278.0	194.8	17.6	10.5	248	252	24	1200	45.4*
EB2833(HEB280)	139.7	276.8	193.2	17.8	10.9	248	252	24	3000	34.1
EB2834(HEB280)	139.5	282.0	198.6	17.7	10.8	248	252	24	4000	20.5
EB28412(HEB280)	140.7	283.0	200.2	17.4	11.5	489	539	24	1200	15.8*
EB2843(HEB280)	141.7	281.2	198.4	17.4	11.4	489	539	24	3000	9.5
EB2844(HEB280)	142.0	284.5	201.7	17.4	11.5	489	539	24	4000	8.3
EA28312(HEA280)	140.0	255.2	181.8	12.7	7.80	276	311	24	1200	50.4*
EA2833(HEA280)	140.0	266.0	192.8	12.6	8.0	276	311	24	3000	19.0
EA2834(HEA280)	140.0	269.0	195.4	12.8	7.50	276	311	24	4000	6.4
EA28412(HEA280)	140.3	276.1	202.9	12.6	8.80	504	535	24	1200	16.5*
EA2843(HEA280)	140.5	275.6	202.4	12.6	9.0	504	535	24	3000	6.4
EA2844(HEA280)	140.5	275.0	201.6	12.7	9.30	504	535	24	4000	4.1
EB2843F1	141.7	281.0	246.4	17.3	11.3	489	539	-	3000	0.9
EB2843F2	141.6	284.7	249.9	17.4	11.5	489	539	-	3000	2.0
EA2234B(HEA220)	112.8	206.0	149.4	10.3	7.30	275	302	18	4000	10.3
EA2244B(HEA220)	112.8	208.3	150.1	11.1	7.70	430	448	18	4000	2.6
ETB3545	150.3	350.0	320	15	10.0	486	990	-	3000	2.7
ETB3563	150.3	350.0	320	15	10.0	817	813	-	3000	0.9

- 1) Probele notate cu asterisc cedeaza prin forfecare.
2) $d_w = h - 2(t_f - r)$

A.IX.4 (Boeraeve et al)¹⁰⁶

Num.	b (mm)	h (mm)	d _w (mm)	t _f (mm)	t _w (mm)	r	f _{yf} (N/mm ²)	f _{yw} (N/mm ²)	L (mm)	R _{exp,n}
D1	100.3	183.3	119.1	14.1	8.8	18	303	342	3000	16.80
D2	100.1	183.3	117.9	14.7	9.5	18	375	421	3000	12.10
D3	100.7	184.6	118.4	15.1	9.5	18	445	462	3000	10.00
D4	100.2	185.8	120.6	14.6	9.6	18	261	291	3000	24.30
D5	100.0	189.3	123.5	14.9	9.4	18	409	426	3000	9.20

A.IX.5(Kemp)¹⁰⁹

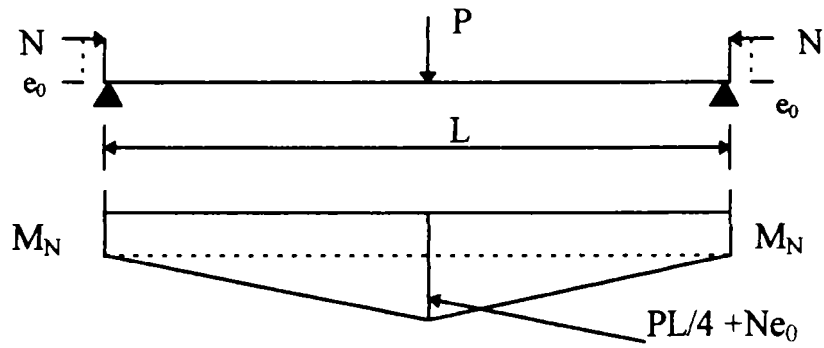
Num.	b (mm)	d (mm)	t _f (mm)	t _w (mm)	f _{yt} (N/mm ²)	f _{yw} (N/mm ²)	L (mm)	R _{exp.}
1	75	217.8	8.09	6.65	340	358	3660	2.70
2	72.5	217.4	10.57	6.82	285	329	3660	6.60
3	53	273.9	7.05	5.85	332	388	3660	2.20
4	74.5	217.9	8.56	6.78	340	358	1830	15.2
5	74.5	217.1	8.44	6.78	294	300	1830	14.8
6	70.0	209.5	10.77	6.76	288	329	1830	14.0
7	77.0	120.3	9.83	7.44	313	300	3660	8.40

A.IX.6 (Suzuki et.al.)⁹⁷

Num.	b (mm)	d (mm)	t _f (mm)	t _w (mm)	f _{yt} (N/mm ²)	f _{yw} (N/mm ²)	L (mm)	R _{exp.}
1	75	132	9.0	6.0	291	340	1200	33.4
2	75	132	9.0	6.0	527	340	1200	19.2
3	75	132	9.0	6.0	291	509	1200	22.3
4	75	132	9.0	6.0	526	509	1200	9.4
5	75	132	9.0	6.0	291	340	1800	27.2
6	75	132	9.0	6.0	291	509	1800	18.5
7	75	132	9.0	6.0	526	509	1800	7.7
8	75	132	9.0	6.0	687	340	1800	9.4
9	75	132	9.0	6.0	291	686	1800	15.7

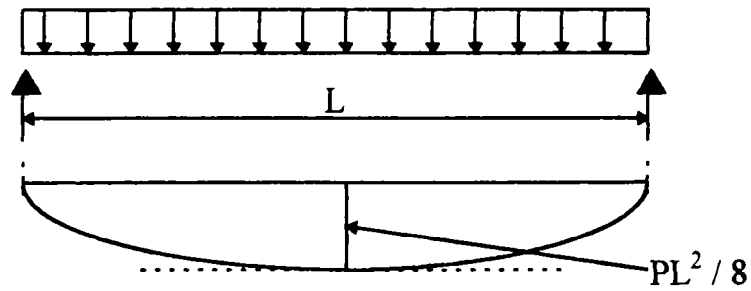
Anexa X. Calculul rotirii plastice pentu grinda standrd de tip SB1, SB2
 Annex X. Determination of plastic rotation for standard beam SB1, SB2

A.X.1 Calculul rotirii plastice pentu grinda standard SB1
 A.X.1 Determination of plastic rotation for standard beam SB1



$$\theta_{P.SB1} = \frac{PL^2}{16EI} + \frac{M_N L}{2} = \frac{M_{P.N.V} L}{4EI} + \frac{Ne_0 L}{2} = \frac{1}{4EI} (m_N m_V M_P + 2Ne_0) L \quad (1)$$

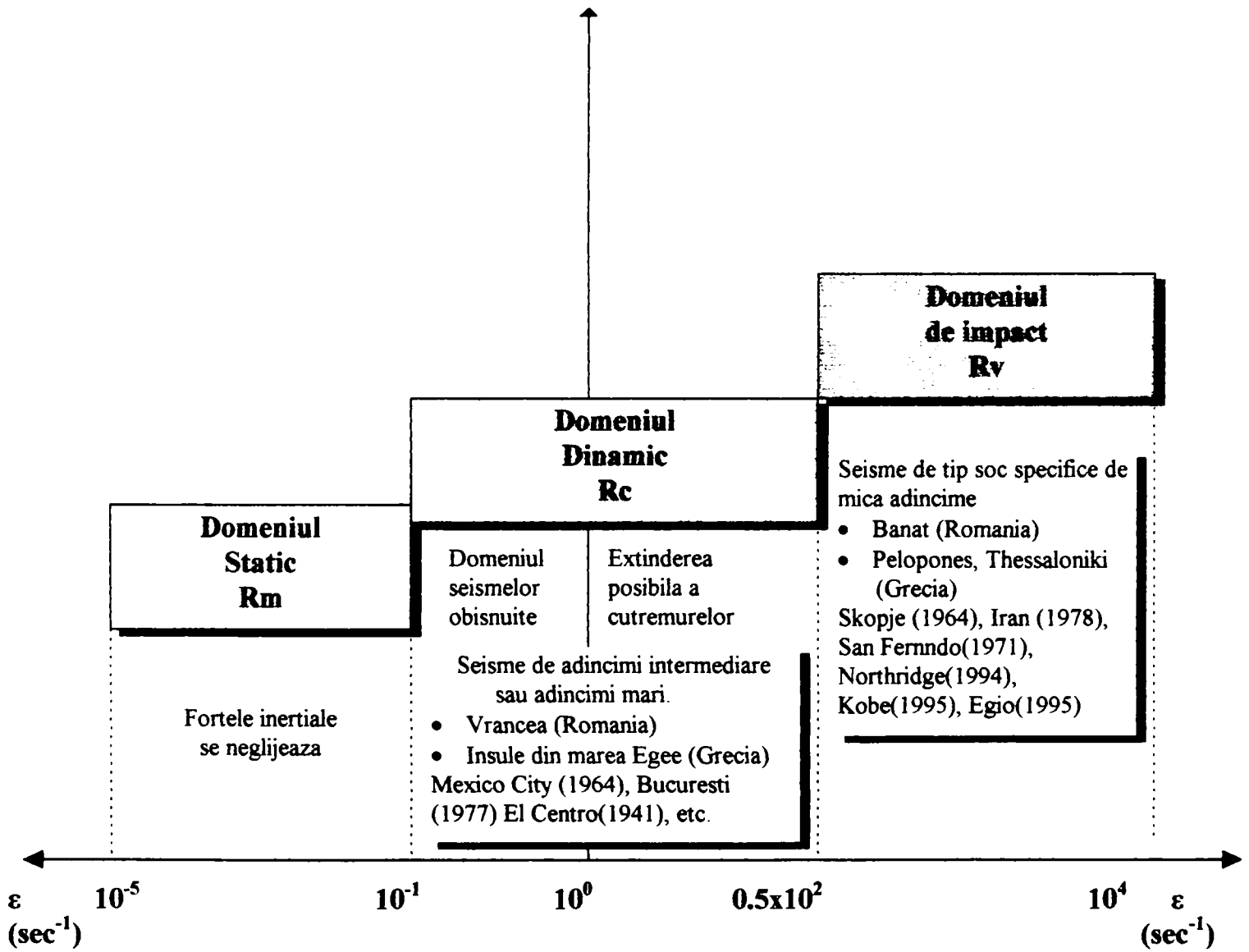
A.X.2 Calculul rotirii plastice pentu grinda standard SB2
 A.X.2 Determination of plastic rotation for standard beam SB2



$$\theta_{P.SB2} = \frac{\frac{2}{3} \frac{PL^2}{8} \frac{L}{2}}{EI} = \frac{PL^3}{24EI} = \frac{M_P}{3EI} \quad (2)$$

$$\theta_1 = \frac{\theta_{P.SB1}}{\theta_{P.SB2}} = \frac{3M_P L}{4M_P L} = \frac{3}{4} \quad (3)$$

$$\theta_{P.SB2} = \frac{4}{3} \theta_{P.SB1} \quad (4)$$

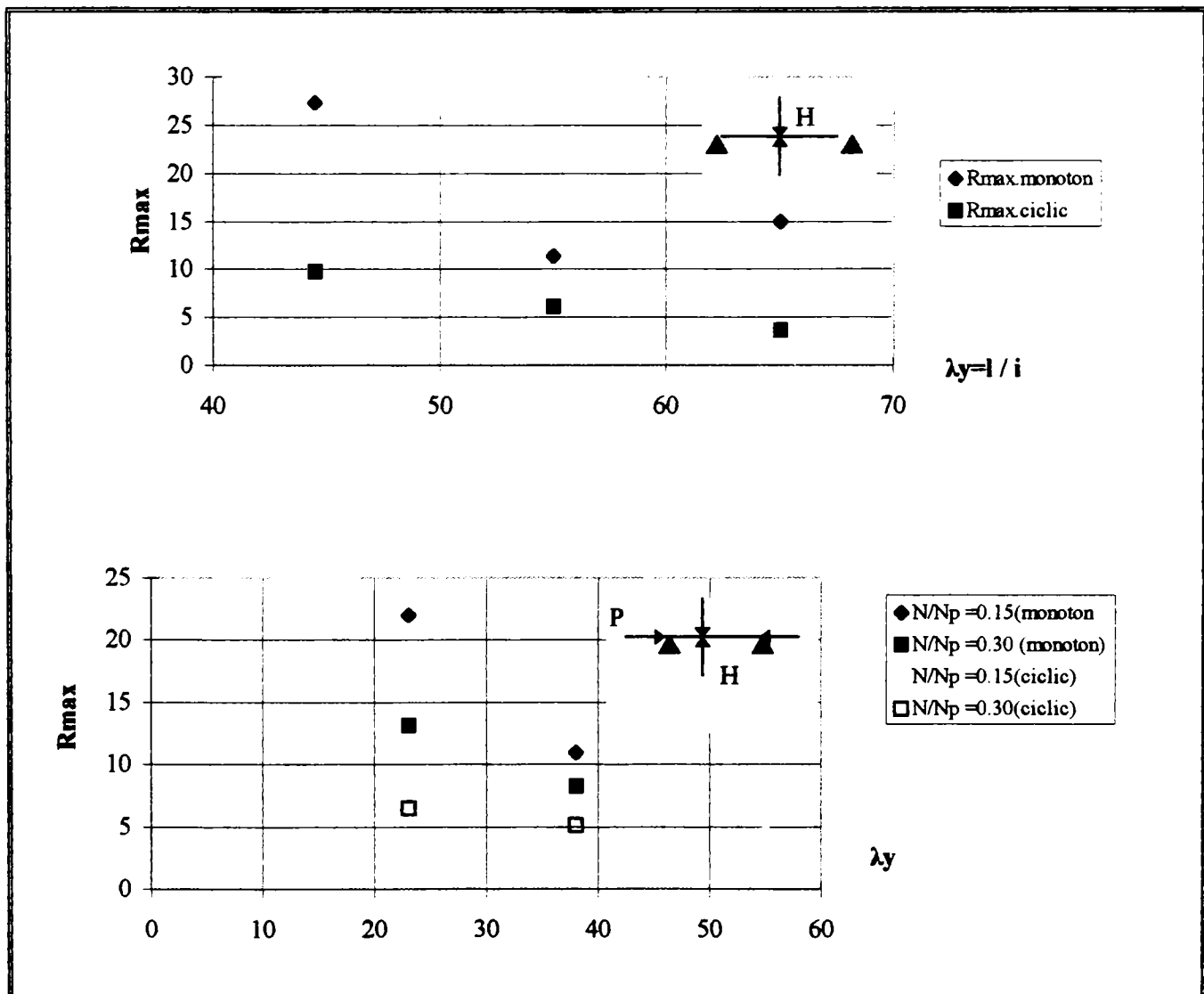


Anexa XII Date experimentale privind efectul incarcarilor ciclice
Annex XII Experimental data concerning influence of cyclic action

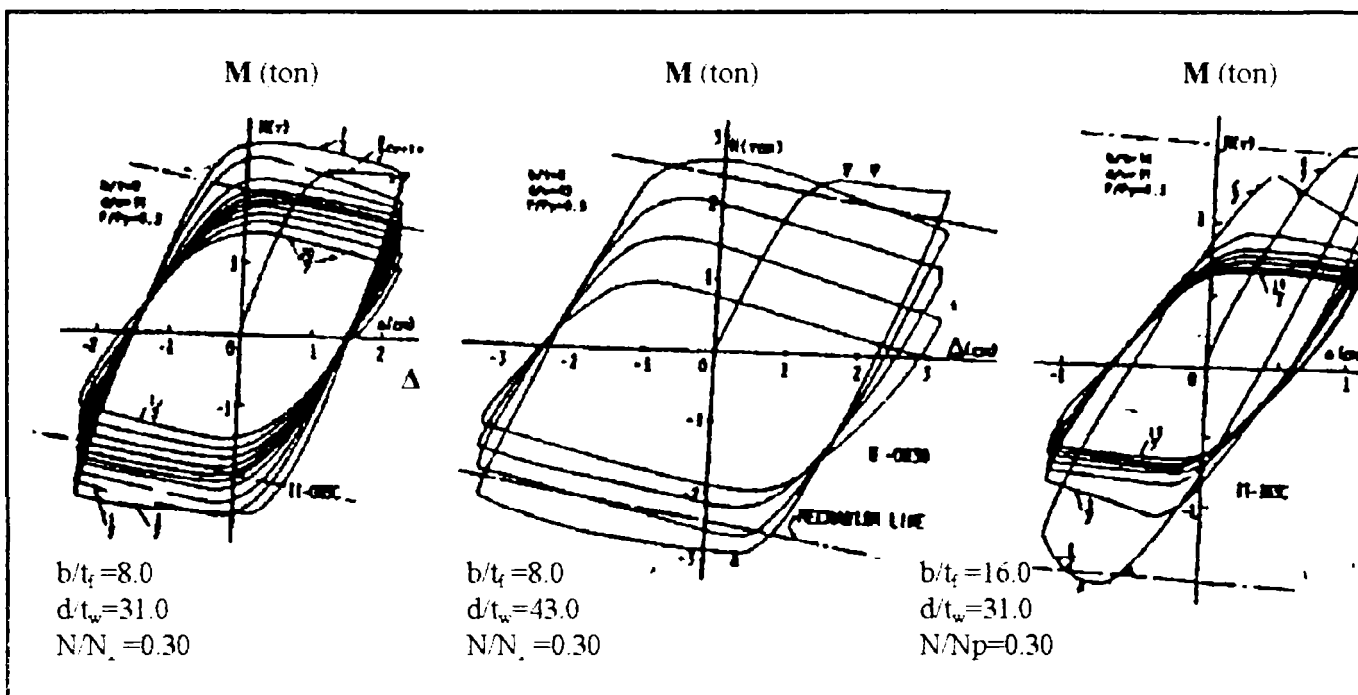
A.XII.1 Rezultate experimentale care evidentiaza fenomene locale, efectul ecrusarii, efectul voalarii sectiunii, ale comportarii elementului (incarcari cvasi-statice cu amplitudinea constanta)¹¹⁵

Num. test	N_r	f_y / f_u	R_c (experimental)	R_m		Conditii normale
				R (DUCTROT)	$R_{cap.m}$	
HEA 3	19	0.819	5.55	6.39	4.26	HE 220A $R_{cap.m} = 6.52$ $f_y / f_u = 0.652$ $L = 3000mm$
HEA 2	16	0.813	6.0	6.39	4.26	
HEA 4	9	0.806	7.36	6.90	4.60	
HEA 7	7.5	0.813	8.90	7.42	4.95	
HEB 5	20	0.666	5.88	14.25	9.50	HE 220B $R = 20.48$ $f_y / f_u = 0.652$ $L = 3000mm$
HEB 6	18,5	0.666	6.06	15.03	10.02	
HEB 2	15	0.653	7.06	15.51	10.34	
HEB 10	13	0.653	7.22	15.82	10.55	
HEB 4	7	0.662	7.77	15.99	10.66	

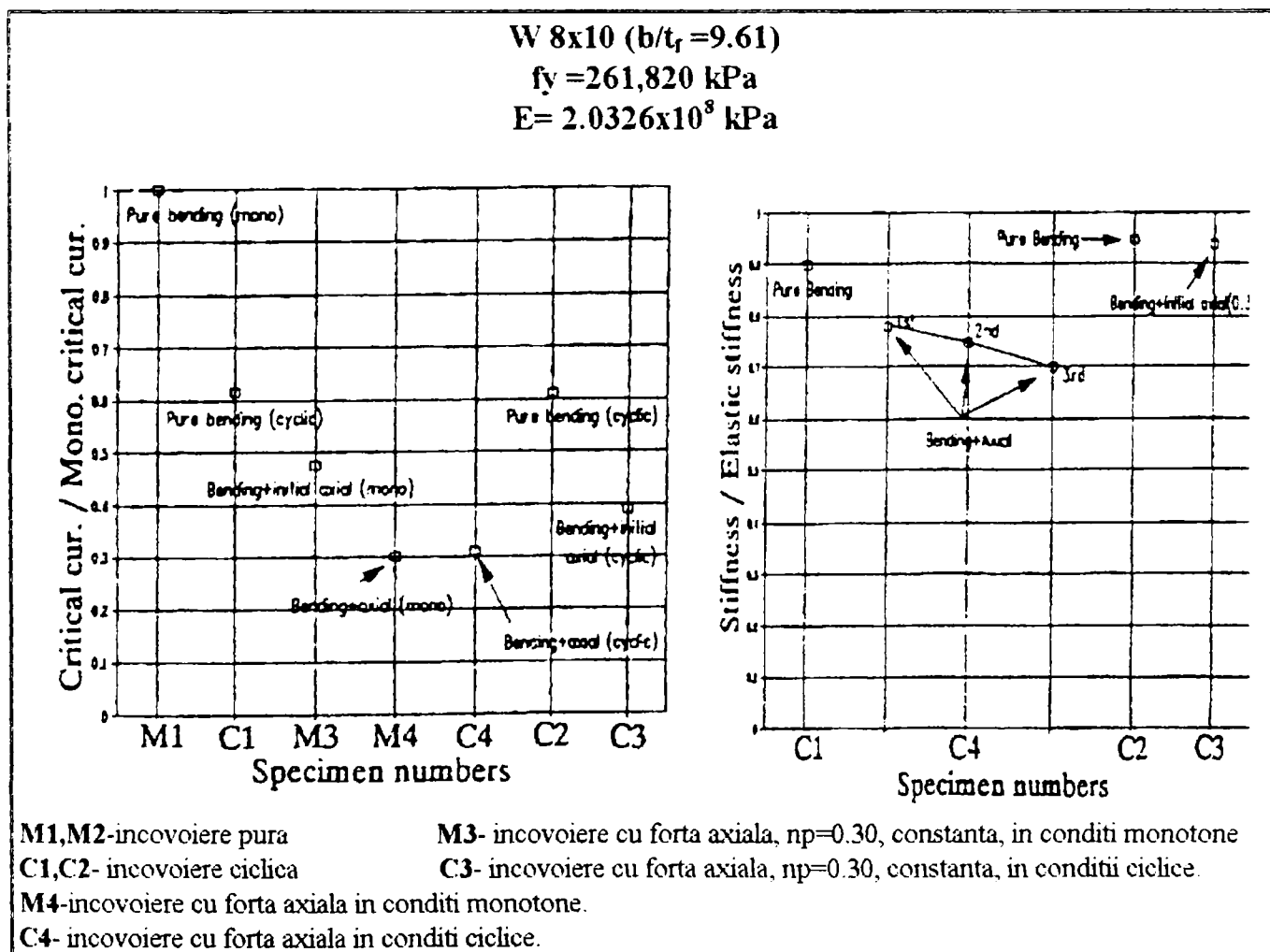
A.XII.2 Rezultatele experimentale din care se evidentiaza efectul zveltetei elementului asupra capacitatii de rotire ciclice, corespunzatoarea momentului maxim, $R_{c.max}$. (incarcari alternate static aplicate)¹²²



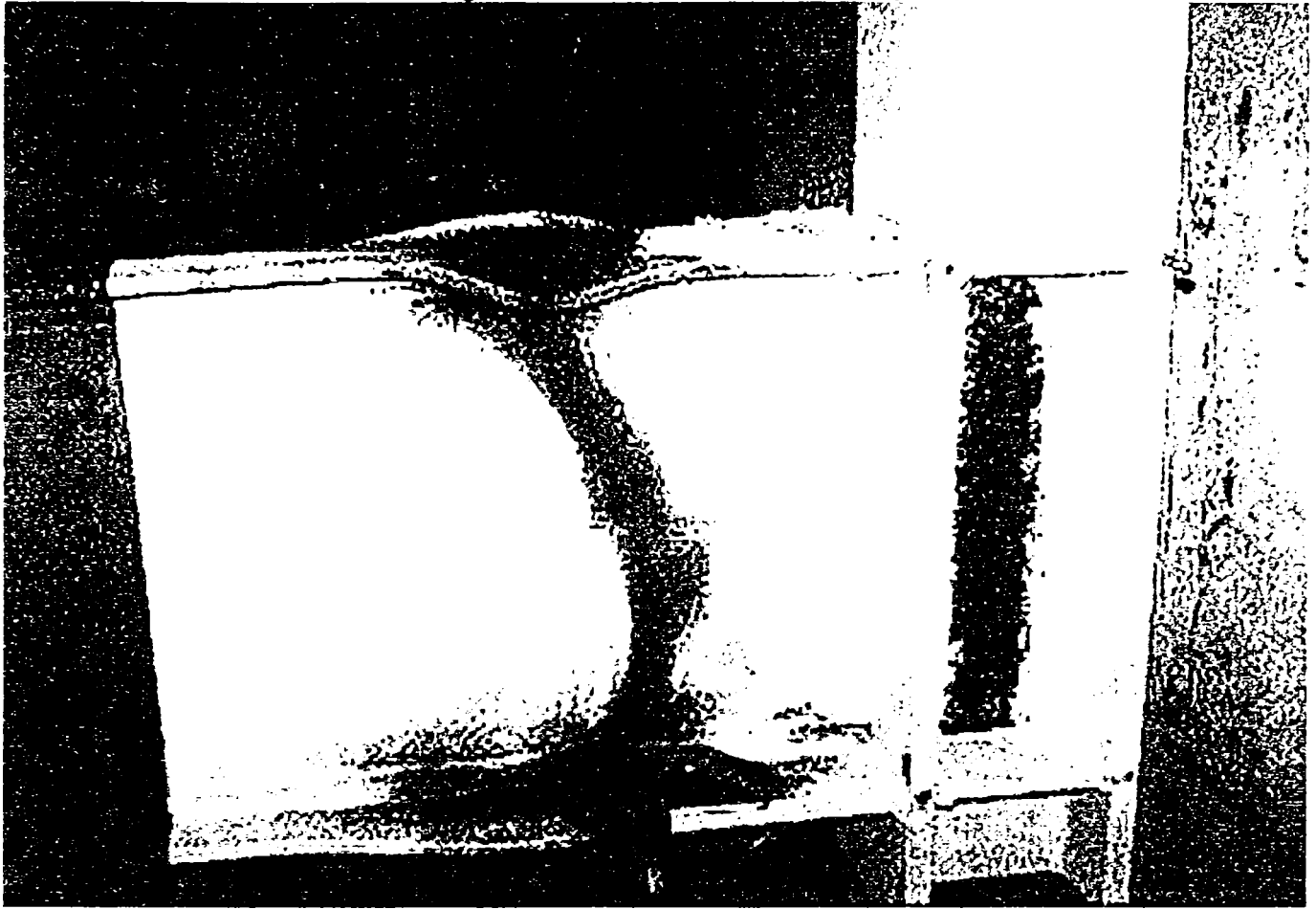
A.X.II.3 Rezultate experimentale care evidentiaza efectul fortei axiale si influenta supletei sectiunii transversale (incarcari ciclice aplicate alternat pe o consola)¹²⁰



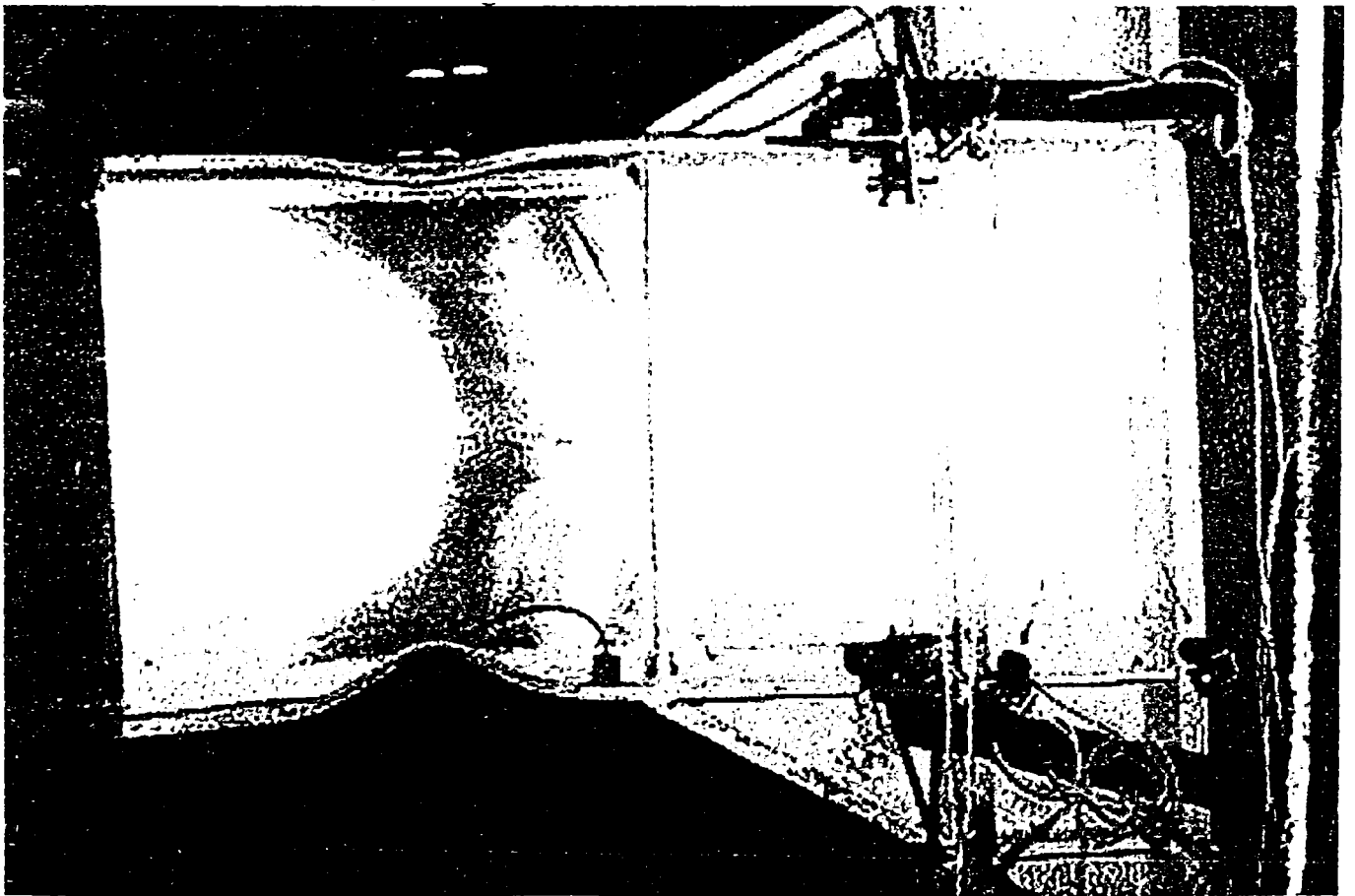
A.X.II.4 Rezultate experimentale care evidentiaza efectul global al incarcarii ciclice luand in considerare atat efectul fortei axiale cat si momentului incovoietor⁶³



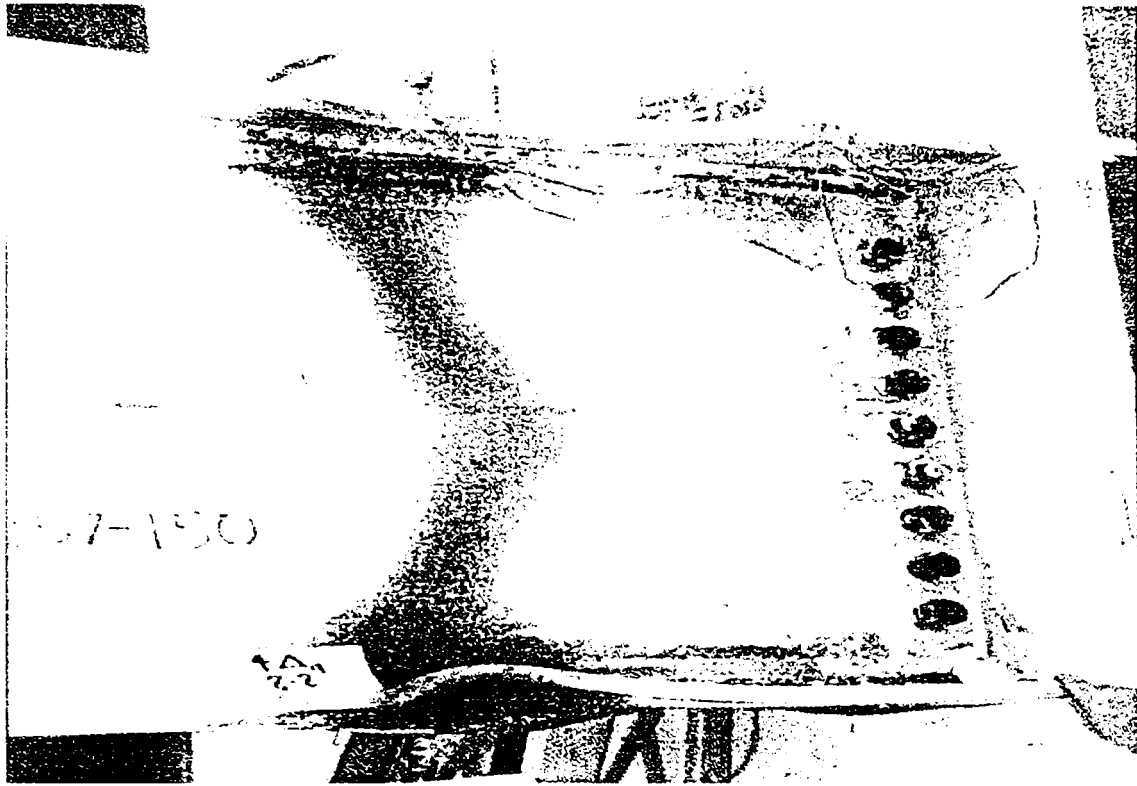
Anexa X.IIIa Comportare post-elastica a imbinarii solidarizate cu placi suplimentare¹⁴⁷
Annex X.IIIa Behaviour of strengthened connection with cover plates¹⁴⁷



Anexa.XIIIa Comportare post-elastica a imbinarii solidarizate cu rigidizari¹⁴⁷
Annex .XIIIa Behaviour of stren thened connection with haunces¹⁴⁷



Anexa IXa. Comportarea post-elastica sectiunii cu talpi reduse variabil⁹
Annex IX.a Behaviour of the "dog-bone" section⁹



Anexa IXb. Comportarea post-elastica sectiunii cu talpi reduse prin aplicarea gaurilor
Annex IXb. Behaviour of the reduced beam section by drilled holes

